



TITLE:

鋼構造建築物の構造性能向上技術 に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

多賀, 謙蔵

CITATION:

多賀, 謙蔵. 鋼構造建築物の構造性能向上技術に関する研究. 京都大学,
2008, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2008-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12155>

RIGHT:

鋼構造建築物の構造性能向上技術に関する研究

多賀謙蔵

鋼構造建築物の構造性能向上技術に関する研究

目次

1 . 序	1
1.1 研究の目的と背景	1
1.2 研究の概要	3
2 履歴型鋼材ダンパーの履歴特性と性能	7
2.1 せん断パネルをリンク材とする Y 型ブレースの履歴特性と性能	7
2.2 せん断パネルを中央部断面に組み込んだ梁の履歴特性と性能	15
2.3 座屈拘束ブレースをウェブ斜材として組み込んだ梁の履歴特性と性能	23
2.4 履歴型鋼材ダンパーの履歴特性と性能に関するまとめ	32
3 履歴型鋼材ダンパーを用いた制振構造の高層建築物への適用	35
3.1 高さ約 100m の高層事務所建築 (N ビル) における適用	35
3.2 高さ約 100m の高層事務所建築 (N ビル) における適用	42
3.3 高層建築物への適用事例のまとめ	62
4 履歴型鋼材ダンパーを用いた制振構造の中低層建築物への適用可能性	63
4.1 制振構造の中低層建築物への適用状況	63
4.2 中低層ダンパー付骨組の試設計と地震応答解析	65
4.3 ダンパー効率に関する検討	94
4.4 中低層建築物への適用検討のまとめ	96
5 ダンパー効率を高めたパッシブ制振構造における構造計画上の留意点	97
5.1 ダンパー効率の向上と構造計画上の留意点	97
5.2 損傷分散型骨組	97
5.3 損傷集中型構造	105
5.4 まとめ	111
6 埋立地盤上の長大建築物の耐震性能と強震記録	113
6.1 地盤概要と構造計画概要	113
6.2 大スパン屋根架構の設計概要と振動性状の確認	126
6.3 地震観測システムの設置と強震記録概要	130
6.4 まとめ	133

7	不合格欠陥が検出された山形ラーメン柱梁溶接接合部のプレロード方杖補強	135
7.1	対象建築物の概要	135
7.2	接合詳細と超音波探傷検査結果の概要	137
7.3	補強工事に求められる条件と補強の基本方針	138
7.4	欠陥を有する溶接接合部の耐力評価と方杖の設計	141
7.5	補強後の安全余裕度と I_s 値	142
7.6	まとめ	145
8	建築鉄骨関連技術者・技能者資格の制度改革に関する考察	146
8.1	建築鉄骨の品質確保のために必要な技術者像と検討対象とする現状資格の選定	146
8.2	現状資格制度の問題点	152
8.4	新資格制度の提案	154
8.5	まとめ	162
9	結論	163
	著者の発表した論文	167
	謝辞	172

1 . 序

1.1 研究の背景と目的

建築構造設計の目的は、社会や建築主が求める良質な建築物、すなわち優れた機能性・表現性・安全性・生産性などの諸性能を有する建築物を、意匠設計者・設備設計者と協働して作り出すことにある。諸性能のうち安全性については法的にも最低限確保すべき性能が定められており、世界屈指の地震国である我が国ではとりわけ耐震安全性を如何に合理的に確保するかが、構造設計の良否を左右するといっても過言ではない。

わが国の耐震設計に関する規定は、1924（大正13）年の市街地建築物法の改定で「耐震設計」の概念が盛り込まれて以来、1923（大正12）年9月1日の関東大地震（ $M=7.9$ ）、1964年の新潟地震（ $M=7.5$ ）、1968年の十勝沖地震（ $M=7.9$ ）、1978年の宮城県沖地震（ $M=7.4$ ）等の大きな地震被害を経験して改定が加えられてきた^{1.1)}。

1981年には現行の耐震設計基準の基となっている「新耐震設計法」が、建築基準法施行令の改訂によって施行された^{1.2)~1.4)}。それまでの耐震設計基準との比較における大きな特徴として、耐震設計を1次設計および2次設計の2段階に分け、特に2次設計では建物強度と変形（靱性・粘り）で地震に抵抗しようとする考え方が採用された。

法に定められた耐震設計法は、本来動的な応答により建物に発生する慣性力を静的な地震力に置き換え、それにより発生する応力・変形状態を静的な骨組解析により求めることを基本としている。この設計法の適用限界は一定の建物高さ以下に限られ、これを超える高さの建築物にあっては、建設大臣（現国土交通省）の認定が必要で、時刻歴応答解析により構造安全性を確認することが求められる。静的な耐震設計法の適用限界は2000年の建築基準法の改正の際に高さがそれまでの45mから60mに改められるとともに、時刻歴応答解析に用いる地震動波形の作成方法などが告示で定められ、現在に至っている。時刻歴応答解析によって構造安全性を確認する方法は、より精度の高い検証法であり、建物高さに関わらず選択可能ではあるが、法的にはこの検証法による場合は国土交通大臣の認定が必要となるため、それによる時間的・経済的負担を避けるために、60m以下の建物では敬遠されているのが実状である。

このような中で1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震（ $M=7.2$ ）は、神戸市を中心とする広い範囲で建物その他の構造物に甚大な被害を与えた。約20万戸に及ぶ建物が全半壊の被害を受け^{1.5)}、6千余名の人命が失われて建築基準法が目標としている命題が達成されたとは

言い難い。被害総額は約 10 兆円^{1.5)}ともいわれており、このような被害を繰り返さないために建築物の構造性能を向上させる必要があるのは明らかである。

建物の被害の様相としては、瓦葺きの古い住宅を中心とする多くの木造建物の倒壊、鉄筋コンクリート造建物の中間層崩壊やピロティー形式の建物の第 1 層崩壊、柱のせん断破壊など多くの種類の破壊形式が確認されたほか、粘り強く耐震性能に優れるとされてきた鉄骨造建物でも、様々な構造形式・構造規模の建物において構造被害が生じている。

小規模の鉄骨造建物では、老朽化、溶接部の耐力不足、あるいは水平力抵抗要素の不足等に起因して層崩壊および全体崩壊を生じたものが少なくなく、中規模および大規模の鉄骨造建物では、柱梁接合部近傍での破壊、筋違の座屈および破断、あるいは柱脚部のアンカーボルトの破断等の被害が生じたことなどが報告されている^{1.6)~1.8)}。被害程度は低いものの高層建物の鋼板耐震壁のせん断座屈や高層大架構の組柱の破断、大空間構造物の構造被害も生じている。

梁端溶接接合部の脆性的な破断も数多く発生した。実際の地震被害でこの破壊形式が確認されたのは 1994 年 1 月にアメリカで起こったノースリッジ地震 (M=6.6) に次ぐもので、鋼構造に関わる研究者・設計者に少なからず衝撃を与えた。この後脆性的な破断を防止するための精力的な研究が行われ、その成果は「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説」^{1.9)}等に纏められている。

兵庫県南部地震では、上記のように多種多様な被害が生じたが、現行基準で設計された建築物は、設計・施工の不備によるものを除くと、大破・倒壊といった大きな被害を受けておらず、この結果から「現行基準に拠れば、兵庫県南部地震クラスの強い地震動に対しても十分な耐震性能を期待しうることが現象面から実証された」^{1.6)}とされている。

その一方で、発生頻度は低くとも特定の地域に大きな被害を与え得る地震動に対しても耐震安全性を確保する必要があること、また、建築物の用途や災害時に果たすべき機能に応じて保有すべき耐震性能は異なるべきことが改めて認識された。すなわち建築基準法はあくまでも人命保護のための最低の構造性能を定めているのであり、個々の建物でさらなる構造性能の向上を図るべきかどうか、またどの程度の性能を付与すべきかを判断する“性能設計”が必要となっている。

性能設計においては、建築物の性能を表す“言葉”、例えば、「若干の残留変形が認められるが継続使用に耐えられる」あるいは「直ちに補修を要しない」という概念は、設計実務上、工学量に変換されなければならない。構造安全性の観点からは骨組を構成する部材の“損傷限界”あるいは“性能保持限界”を規定する物理量が必要となる。しかるに、構造設計者が実際に設計作業を行うための工学量との対応は、現時点では必ずしも普遍的ではないのも実情であり、そのなかで日々設計を進めていかなければならない現実がある。

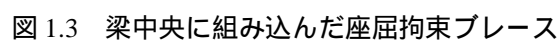
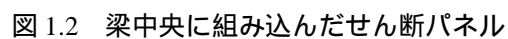
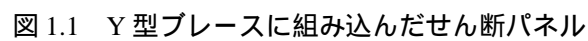
このよう状況のなかで、筆者は構造設計実務者として多くの建物の構造設計に携わってきた。兵庫県南部地震後は耐震性能の向上を強く意識する建築主と出会う機会にも恵まれた。本研究は、これらの設計実務のなかで、設計に必要な情報を得るために行った実験的研究、解析的研究等の技術的成果を整理し、今後、多くの設計者に利用可能な鋼構造建築物の構造性能を改善し向上させる手段・手法を提示することを本論文の目的としている。

1.2 研究の概要

第2章では、2種類の履歴型鋼材ダンパーの履歴特性とエネルギー吸収能力に関する保有性能について実大実験結果をもとに述べる。

はじめに低降伏点鋼を用いたせん断パネルを対象とした実大モデルによる性能確認実験について述べる。履歴型鋼材ダンパーとしてのせん断降伏型パネルに関しては、すでに数多くの基礎的研究ならびに柱、梁よりなる骨組構面に組込んだ実験が行われており、実務レベルでもそれらを基にした採用実施例が増えている。ここで対象としたのは、せん断パネルをリンク材とするY型ブレース(図 1.1)とせん断パネルを中央部断面に組み込んだ梁(図 1.2)の2タイプで、それぞれ周辺フレームの拘束による影響を明らかにし、既往の知見から得られる低降伏点鋼せん断パネルの変形能力・エネルギー吸収性能との比較を行う。

次に、ダンパーの取り替え作業性に特に配慮して考案した簡易な座屈拘束ブレースを、ウェブ斜材として組み込んだ梁(図 1.3)の実大モデルによる性能確認実験について述べる。これは、材長が短い軸力材に対しては比較的軽微な補剛材で所要の剛性および耐力が得られることに着目して考案したものであり、形鋼または鋼板をボルト接合により組み立てた座屈拘束材と鋼板の芯材で構成されていて、容易に分解可能な座屈拘束ブレースである。この座屈拘束ブレースに対する既往の全体座屈拘束条件式による設計の妥当性、変形性能と性能限界、ならびに保有性能に及ぼす接合部の影響などを明らかにしている。



第3章では、第2章で性能確認を行った履歴型鋼材ダンパーを、高層骨組に適用した事例として、高さ約100mおよび高さ約200mの高層建築物のそれぞれの構造計画の考え方を具体的に示す。

第4章では、前2章でその有効性を示した制振構造は、建物高さ60mを超える高層建築物に数多く採用されているものの、中低層建築物への採用は現状では建築確認の手続き上の理由により採用が敬遠されている。これは、制振構造の効果を適切に評価し、積極的に設計に盛り込むには、現状では動的応答解析による検証が最も適しているが、動的応答解析により構造安全性を確認しようとする、通常の建築確認手続き以外に特別な審査（国土交通大臣の認定）を受ける必要が発生することに起因する。すなわち、建物高さが60mを超える場合は、建築基準法上動的応答解析が必須となるため、制振構造の採用にあたっての手続き上のさらなる制約はなく、逆に建物高さが60m未満の場合には、制振構造の採用のために大臣認定取得という手続きが増えることが敬遠され、その結果採用される建物規模（高さ）に歴然とした差が生じているものと考えられる。

このような実状を踏まえて、今後の制振構造のさらなる発展・普及をはかることを目的として、中低層建物への適用可能性を具体的に検討する。

2～4章で示したように、高層建物に限らず中低層建物においてもエネルギー・吸収部材を組み込んで耐震性能を向上させるパッシブ制振技術が今後着実に普及するものと考えられる。その際にパッシブ制振構造の鍵となる“エネルギー・吸収を効率よく確実に行う手法”として「損傷集中の緩和を図る心棒構造」ならびにこれと対極をなす「損傷集中型構造」の2種類のアプローチ（設計概念）が想定される。第5章では、この設計概念の実用可能性について、高強度鋼の適用性も含めて設計事例を基に検討・考察する。

第6章では、特殊な設計条件に対して鋼構造の特徴を活かした事例として、大規模な若齢埋立地盤に建設された長大な建築物の構造設計と当該敷地での兵庫県南部地震の強震記録について述べる。対象とする建物は1994年に開港した関西国際空港の中核施設を担う旅客ターミナルビルで、斬新なターミナルコンセプトや流麗な外観デザイン、開放的な大空間等、数々の特徴を有する全長1,700m、延床面積約30万 m^2 の巨大な建築物である。建設地は約1億8千万 m^3 の埋立土を約5年の短期間で埋め立てた511haもの大規模な埋立地盤であり、このような人工地盤上の施設の設計にあたっては、沈下が行進する工事中はもとより竣工後の沈下にも十分な配慮を払う必要があった建物である。

第7章では、既存の鋼構造建築物について、その性能向上のための構造補強について述べる。

対象とするのは、H形鋼の柱・梁を用いた山形ラーメン架構による14棟の小中学校体育館である。耐震診断に伴う調査の結果、柱フランジと梁フランジの突合せ溶接接合部に大きな不合格欠陥が検出され、当該柱梁接合部に対して補強の必要性が生じている。この補強は、地震だけでなく積雪(大雪)に対しても必要であったため、極めて短期間に一連の作業を完了することが要求されたもので、補強の実施に当たっては高力ボルト接合形式の無溶接構法を採用している。

第8章では、前章まで述べた、鋼構造建築物の性能向上に関する設計面からの取り組みから視点を変えて、製作・施工段階における性能確保のための取り組みについて述べる。その一端ではあるが、鉄骨関連技術者および技能者の現状の資格制度(要求業務範囲、資格取得条件、取得者の義務・責任など)について調査し、具体的な問題点を抽出した後、それらの解決策あるいは考えられる新たな資格制度について考察し提示する。

第9章では、本研究の結果得られた知見にもとづき、鋼構造建築物の構造性能向上技術をまとめている。

<参考文献>

- 1.1) 大橋雄二：日本建築構造基準変遷史、日本建築センター、1993.12
- 1.2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1981.6
- 1.3) 梅村魁 ほか：新しい耐震設計 - 建築基準法新耐震設計基準 -、日本建築センター、1981.7
- 1.4) 日本建築センター：建築物の構造規定 - 建築基準法施行令第3章の解説と運用 -、1994.9
- 1.5) 朝日新聞社：阪神・淡路大震災誌 - 1995年兵庫県南部地震、1996.2
- 1.6) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書、1996.3
- 1.7) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査報告速報、1995.3
- 1.8) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書、1995.5
- 1.9) 日本建築センター：「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説、2003.4

2．履歴型鋼材ダンパーの履歴特性と性能

本章では、2種類の履歴型鋼材ダンパーの履歴特性とエネルギー吸収能力に関する保有性能について実大実験結果をもとに述べる。

はじめに低降伏点鋼を用いたせん断パネルを対象とした実大モデルによる性能確認実験について述べる。ここで対象とするのは、せん断パネルをリンク材とする Y 型ブレースとせん断パネルを中央部断面に組み込んだ梁の 2 タイプで、それぞれ周辺フレームの拘束による影響などを明らかにし、既往の知見から得られる低降伏点鋼せん断パネルの変形能力・エネルギー吸収性能との比較を行う。

次に、ダンパーの取り替え作業性に特に配慮して考案した簡易な座屈拘束ブレースを、ウェブ斜材として組み込んだ梁の実大モデルによる性能確認実験について述べる。これは、材長が短い軸力材に対しては比較的軽微な補剛材で所要の剛性および耐力が得られることに着目して考案したものであり、形鋼または鋼板をボルト接合により組み立てた座屈拘束材と鋼板の芯材で構成されていて、容易に分解可能な座屈拘束ブレースである。この座屈拘束ブレースに対する既往の全体座屈拘束条件式による設計の妥当性、変形性能と性能限界、ならびに保有性能に及ぼす接合部の影響などを明らかにする。

2.1 せん断パネルをリンク材とする Y 型ブレースの履歴特性と性能

履歴型鋼材ダンパーとしてのせん断パネルに関しては、すでに数多くの基礎的研究ならびに柱、梁よりなる骨組構面に組込んだ実験が行われており、実務レベルでもそれらを基にした採用実例が増えている。

なお、本論文では、図 2.1 に示すように面内せん断力を負担する鋼板を“パネル”、パネルをエンドプレート、枠フランジで囲み、必要に応じてスチフナで補剛したものを“せん断パネル”と呼称することとする。

せん断パネルの変形性能に着目した研究としては、武田、竹本ら^{2.1)}や遠山、水越ら^{2.2)}の可撓ブレースに関する研究がある。これらの研究は、現在の制振ダンパーとしてのせん断パネルの基礎資料を提供している。また、柱に H 形鋼を用いた梁との接合部パネルの変形から弱パネルの発想も生まれており、中尾ら^{2.3)}、河野ら^{2.4)}の研究がある。

ダンパー用鋼材の出現を契機に、玉井、近藤、花井ら^{2.5)}、細沢、可児ら^{2.6)}、渡辺、岩田、和田ら^{2.7)}、三山、田中ら^{2.8)}により、これらの鋼材を用いたダンパーに関する基礎的研究が始められている。せん断パネルに関する研究に関連しては、玉井、近藤、花井ら^{2.5)}、泉、可児ら^{2.9)}、佐分利、岩田、中島ら^{2.10)}、三山、田中ら^{2.11)}、品部、高橋ら^{2.12)}他により、静的加力実験と疲労実験が行われている。以降、各研究機関により、数多くのせん断パネル単体に関する実験研究が行われてきている。

せん断パネル単体の実験は、まずその基本型である正方形パネルについて行われ、次第にリブ補剛付きのパネルの実験へと展開している。また、軸力を導入した実験も行われている。

次に、せん断パネルを柱、梁よりなる骨組構面に組込んだ実験が、竹中、玉井、近藤、

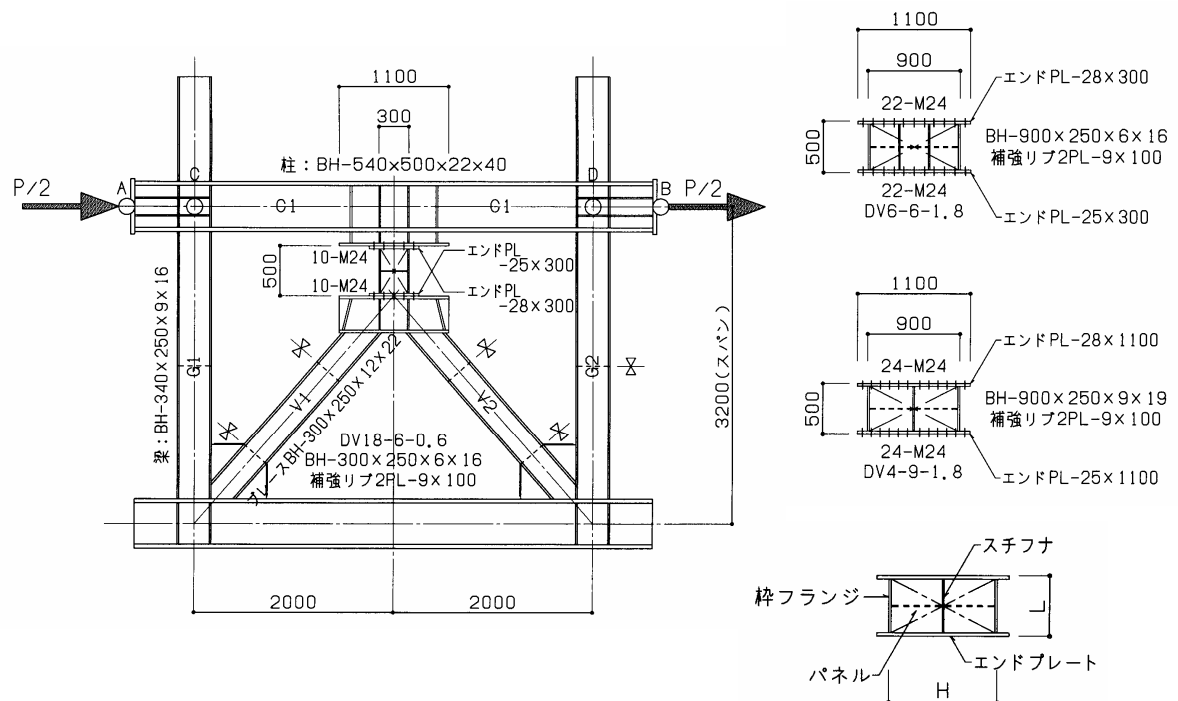
花井ら^{2.13)}、田中、鳥居、和田ら^{2.14)}、品部、関、勝俣ら^{2.15)}土屋、和田、高橋ら^{2.16)}により行われ、フレーム弾性域でのダンパー効果、フレームとダンパーとの応力分担状況が確認されている。

ここでは、せん断パネルをY型ブレースと梁との交点に組み込んだタイプを対象として、周辺フレームの拘束による影響を検討し、既往の知見から得られる低降伏点鋼せん断パネルの変形能力・エネルギー吸収性能との比較を行う。なお、このタイプのダンパーは形状としてはブレースと同様であるので、設置箇所は平面計画的に壁となる部位に限定される。

2.1.1 実験計画

(1) 試験体

試験体の形状・寸法および加力方法の概念図を図 2.1 に示す。試験体は 1 層 1 スパン分をモデル化したもので寸法・サイズは実大である。実験パラメータは、表 2.1 に示すようにせん断パネルの形状・寸法である。これらは実建物の 4～5 階用 (DV4-6-1.8)、6～7 階用 (DV6-6-1.8) および 18～20 階用 (DV18-6-0.6) に採用されるものである。せん断パネル以外の部材は共用とし、サイズは 4～5 階用に合わせている。したがって 6～8 階用および 18～20 階用のせん断パネルは、周辺部材からの拘束が実状よりも強い状態にある。各せん断パネルの所要の加力を完了後せん断パネルのみを入れ換えるので、周辺部材は後述する想定大地震の変位振幅履歴を 3 回以上経験することになる。



本論文におけるせん断パネル各部の呼称

図 2.1 試験体概要

表 2.1 実験に用いたせん断パネル一覧

名称	形状 (mm)			ウェブ			載荷パターン
	H	L	H/L	鋼種	幅厚比-1*	幅厚比-2*	
DV18-6-0.6	300	500	0.6	LY235	37	45	A
DV 6-6-1.8	900		1.8		37	47	A
DV 4-9-1.8	900		1.8		48	50	B

*幅厚比-1 は短辺に対する値を、*幅厚比-2 は長辺に対する値を示す。

表 2.2 実験に用いた鋼材の機械的性質

鋼種	使用部位	公称厚 (mm)	試験結果				
			降伏点 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
LY235	ウェブ	6	223	1084	338	66	43.8
		9	243	1181	325	75	48.6
SN490B	フランジ	16	349	1696	551	63	27.7
		19	339	1647	535	63	29.6
SN400B	スチフナ	9	324	1574	472	69	26.2

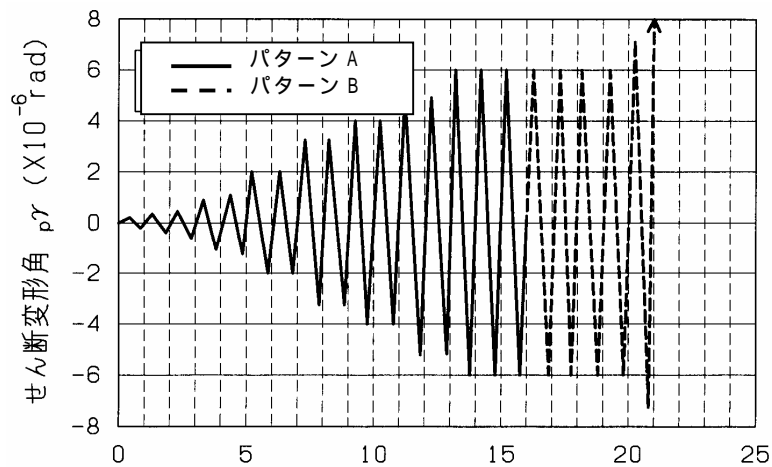


図 2.2 載荷パターン (A)

(2) 加力方法

図 2.1 に示したように試験体を反力床に固定した。部材 C1,C2 脚部の拘束状態は固定である。地震力に相当する水平力 P を図中の A 点と B 点に 1/2 ずつ均等にアクチュエータで載荷させた。

荷重は、せん断パネルのせん断変形角 p を制御目標とし、図 2.2 に示すパターンで載荷した。載荷パターン A は最大で $p = 6\%$ まで載荷する。3 体目のせん断パネル (DV4-9-1.8) では最大耐力時の性状を把握するため、A パターンの載荷後、 $p = 15\%$ まで正方向に漸増載荷した。(載荷パターン B)

2.1.2 実験結果と考察

(1) 破壊状況と履歴性状

主要な実験結果を表 2.3 に示す．せん断パネルのせん断応力度 p - せん断変形角 p 関係、および架構全体 P - 水平変形角 R 関係を図 2.3 に示す．ここで p は負担せん断力をパネルのウェブ断面積で除した値である．

せん断パネルの破壊状況の進行は次の通りであった．初期にウェブのせん断降伏を経て、 p が 3～4％程度でウェブにせん断座屈が発生し、その後履歴ループに緩やかなスリップ性状が見られた．しかしパターン A の载荷中に亀裂は発生せず、履歴性状は紡錘形で安定したものであった．载荷パターン B で载荷した D—V4-9-1.8 では、 $p = 6\%$ の第 4 サイクル中にウェブに亀裂が発生し、第 6 サイクル中にこの亀裂は貫通した．亀裂貫通後、履歴ループのスリップ性状がより顕著となるが、除荷点における荷重の低下は緩やかであった．

周辺部材は想定大地震 3 回分以上の入力を経験したが、梁（図 2.1 中の G1,G2 部材）の材端での曲げ降伏以外に顕著な損傷は認められなかった．

表 2 . 3 主要現象発生時荷重

せん断 パネル名称	せん断パネル							周辺 架構	せん断パネ ル	
	実験値						計算値	梁曲げ 降伏	累積塑性 変形倍率	
	降伏		座屈		最大		降伏			
	p tf/cm ²	P tf	p tf/cm ²	P tf	p tf/cm ²	P tf	c_y tf/cm ²	P tf	D_{+}	D_{-}
DV18-6-0.6	0.86 (0.66)	18.6	3.53 (2.69)	116	4.38 (3.34)	151	1.31	116	398	430
DV 6-6-1.8	0.89 (0.68)	57.8	2.46 (1.88)	200	2.70 (2.06)	224	1.31	205	453	487
DV4- 9-1.8	0.99 (0.69)	97.3	1.92 (1.34)	214	2.05 (1.43)	240	1.43	232	421	453

p : せん断パネルの平均せん断応力度

() 内は、 c_y で除した値

P : 载荷荷重

$D_{+(-)} = D_{+(-)}/c_y$: A パターン载荷終了時の累積塑性変形倍率

c_y : パネルのせん断降伏応力度の計算値 $c_y / 3$

$D_{+(-)}$: 正 (負) 荷重時の塑性変形角

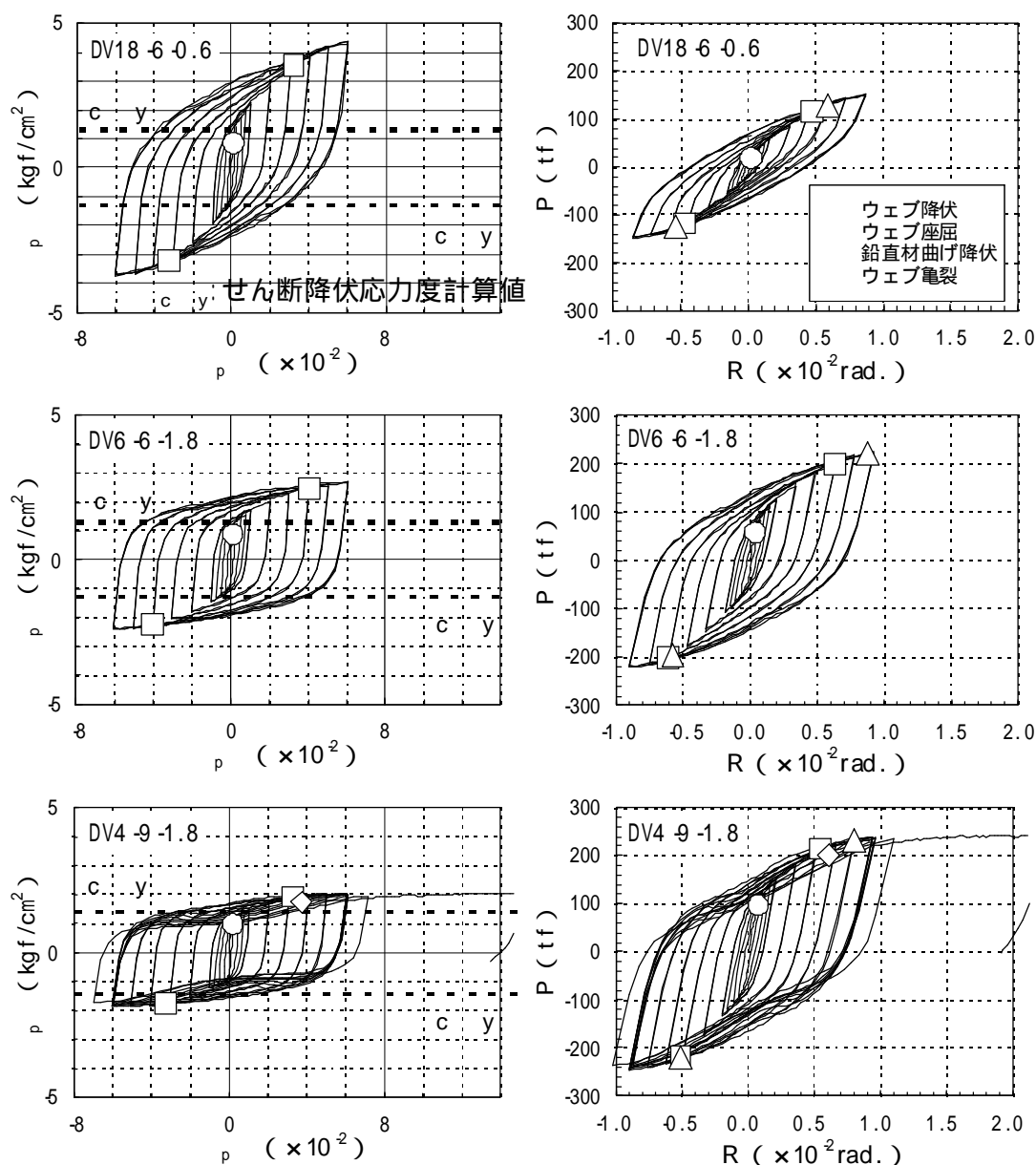


図 2.3 荷重 変形関係

(2) セン断パネルの挙動

エネルギー吸収性能に関しては、表 2.3 に示すように、3 体とも正側と負側のそれぞれで D がほぼ 400 を上回っている。

せん断パネルの作用軸力 pN せん断変形角 p 関係を図 2.4 に示す。3 体とも pN は引張荷重が卓越し、変位振幅が大きくなるに従い pN の値は大きくなる。パターン A 載荷中での最大引張軸力は、DV4-9-1.8 で最も大きく $pN=52\text{tf}$ である。この引張軸力による付加せん断力 Q は、最大引張軸力発生時の変形を $p = 0.06$ とすると、 $Q = 0.06 \times pN = 3.1\text{tf}$ となる。この値は最大負担せん断力 $pQ_{max} = 159\text{tf}$ の 2% である。他の 2 体でも比率は 0.85% であることから、付加せん断力の点からは作用軸力の影響は無視できる。また、軸力がパネルに作用するとパネルはせん断応力と軸方向応力の組合せ応力状態となるが、枠フラン

ジが軸力を負担することによって、パネルのせん断応力度 せん断変形角関係にほとんど影響がないものと考えられる。

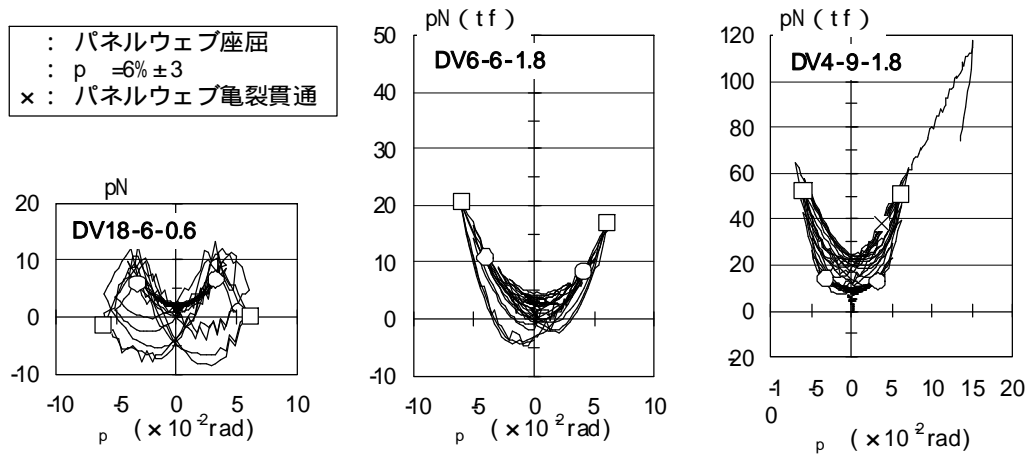


図 2.4 せん断パネルの負担軸力（引張：正）

2.1.3 せん断パネル単体実験との比較

$p - p$ 関係およびウェブ破断時の累積塑性変形倍率 E について、鋼種や幅厚比が本実験と同等のせん断パネル単体実験^{2.12)}と比較することで、周辺部材からの拘束による影響を検討する。図 2.5 に $p - p$ 関係を骨格曲線で比較して示す。DV18-6-0.6 は単体実験（LY235-50-C）と比べて耐力上昇が大きい。表 2.4 に耐力上昇率（ $= p_{max}/c_y, p_{max}$ ：最大耐力実験値、 c_y ：せん断降伏耐力計算値）、両側フランジ断面積 A_f 、ウェブ断面積 A_w の関係を示す。DV18-6-0.6 は A_f/A_w が他と比べて高く、表 2.3 と考え合わせると、DV18-6-0.6 の耐力上昇が大きくなった要因のひとつとして枠フランジの影響が大きいと言える。

図 2.6 に DV4-9-1.8 のウェブ破断時の E （ $= E_p/(2E_e)$ 、 E_p, E_e ：せん断パネルの履歴ループ面積、および弾性ひずみエネルギー）を示す。DV4-9-1.8 と LY235-50-C の E は同等であり、エネルギー吸収性能に関しても周辺部材からの拘束の影響は見られない。

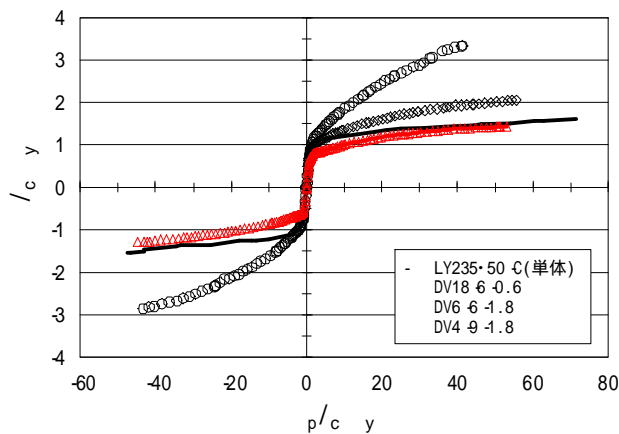


図 2.5 荷重変形関係の比較

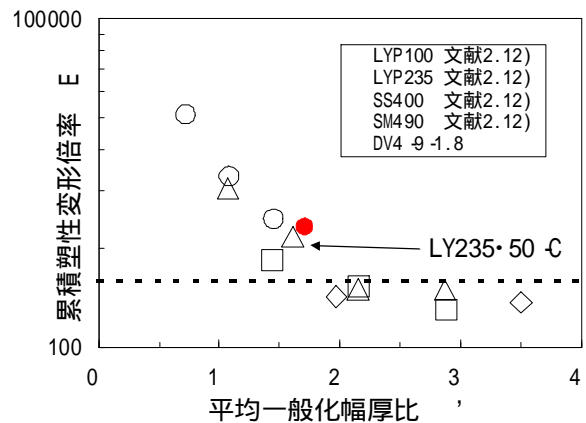


図 2.6 破断までの E

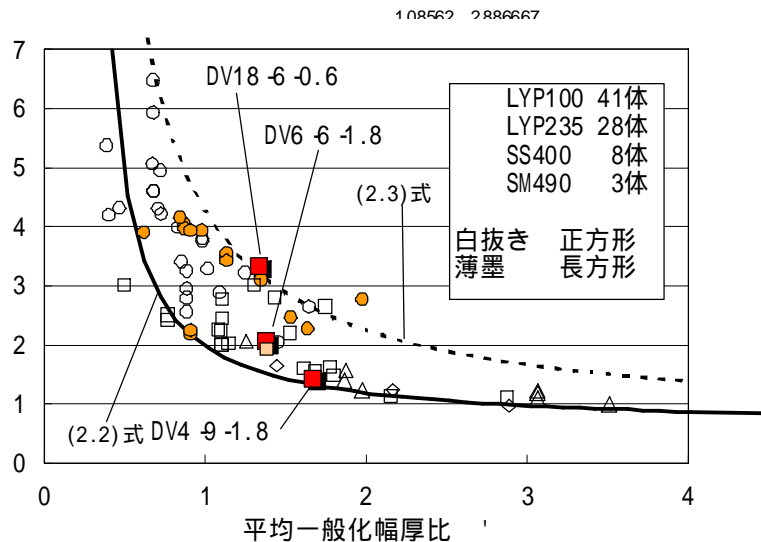


図 2.7 '関係

2.1.4 セン断パネルの最大耐力

既往の文献から実験結果を広く収集・整理し（試験体数 = 80）耐力上昇率 について検討する．80 体の内訳は、リブもしくはフランジで囲われたウェブ部（最小ユニット）の形状で見ると正方形が 62 体、長方形（辺長比が 1.25 を超えるもの）が 18 体である．辺長比は最大値で 2.2 である．試験体の過半はせん断パネル単体の実験で、逆対称モーメント分布で部材軸方向の伸縮は無拘束となる状態で加力したものである．

図 2.7 に - 平均一般化幅厚比 ' の関係を示す．' は(2.1)式で定義するもので、最小ユニットの一般化幅厚比を意味する．ユニットが長方形の場合、長辺と短辺の平均値に関する一般化幅厚比を意味する．

$$' = (D/t) \cdot \sqrt{\sigma_{wy}/E} \quad (2.1)$$

ここで、 $D = (a + b)/2$ 、 $a(b)$ ：最小ユニットの長辺（短辺）長さ、 σ_{wy} ：ウェブの降伏点強度、 E ：鋼材のヤング係数で 2100 tf/cm^2

図中には、リブ無の正方形せん断パネル単体実験から導かれた の評価式^{2.12)}を併記する（(2.2)式）．

$$= 1.02 / (' - 0.26) + 0.6 \quad (2.2)$$

(2.2)式は実験値の下限に対応することが分かる．ばらつきは正方形の場合でも大きく、長方形を含めてその上限を概略包絡する曲線は(2.3)式で表せる．本実験結果のうち、DV18-6-0.6 は上限に、DV4-9-1.8 は下限に位置する．

$$= 3.00 / (' - 0.18) + 0.6 \quad (2.3)$$

前節で示したフランジ面積の影響を見るため、フランジとウェブの面積比 (A_f/A_w) をウェブ鋼材の降伏比 (σ_{wy}/σ_{wB}) で除した値と の関係を図 2.8 に示した．LY235 では右上がりの傾向があり、 A_f が大きいほど が大きくなっており、前節での考察の妥当性が確認できる．一方、LY100 ではこの傾向は見られない．

表 2.4 耐力上昇率とフランジ面積

せん断パネル		A_f/A_w		備 考
DV18-6-0.6	3.33	0.83	1.34	本実験
DV 6-6-1.8	2.06	0.61	1.38	
DV 4-9-1.8	1.43	0.55	1.67	
LY235・50-C	1.31	0.57	1.62	単体

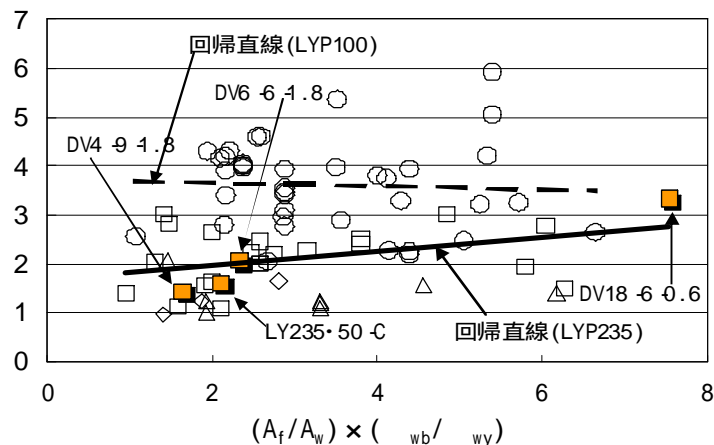


図 2.8 フランジの影響

2.1.5 まとめ

せん断パネルをリンク材とする Y 型ブレースの実大実験および既往の単体実験から低降伏点鋼せん断パネルについて以下を確認した。

- 1)せん断パネルの一般化幅厚比は 1.5 程度が適しているとの既往の知見^{2.12)}をもとに設計した低降伏点鋼せん断パネルの変形・エネルギー吸収性能は、正側と負側の累積塑性変形倍率で表わしてそれぞれ 400 (正負合計で 800) を上回る。
- 2)周辺フレームの拘束により、せん断パネルに軸方向力が作用する。3 体の試験体とも引張荷重が卓越し、変位振幅が大きくなるに従いその値は大きくなるが、引張軸力による付加せん断力 Q は、負担せん断力の高々 2% 程度である。また、軸力がパネルに作用するとパネルはせん断応力と軸方向応力の組合せ応力状態となるが、枠フランジが軸力を負担することによって、パネルのせん断応力度・せん断変形角関係にほとんど影響がないものと考えられる。エネルギー吸収性能に関しても周辺部材からの拘束の影響は見られない。
- 3)せん断パネルの耐力上昇の要因としては、周辺フレームの拘束の影響は小さく、枠フランジの影響が主である。周辺部材ならびに接合部の設計には、パネル断面積とフランジ面積の関係に応じて図 2.8 を参考にして、せん断パネルの耐力上昇を 1.5 ~ 3 倍程度 (一般化幅厚比 1.5 程度の場合) 見込む必要がある。

2.2 せん断パネルを中央部断面に組み込んだ梁の履歴特性と性能

せん断パネルをリンク材とする Y 型ブレースは、一箇所あたりで大きな層せん断力を負担することが可能で、非常に効果的なダンパーのひとつであるが、平面計画上、設置位置が壁となる部分に限定されること、また高層建物で連層配置した場合、架構の変形特性として特に上層部においては付帯柱の軸伸縮による曲げ変形成分の比率が大きくなるため効果的ではなくなるなど、配置計画上の配慮が重要となる。これに対して梁部材にダンパーを組み込んだ場合、一箇所あたりの層せん断力負担への寄与は小さいものの、比較的自由的な配置計画が可能となる。ここでは、この目的に合致するダンパーのひとつとして、せん断力が卓越する短スパン梁に低降伏点鋼せん断降伏型パネルを組み込んでせん断降伏耐力を調節した履歴型ダンパーの実大実験について述べる。

せん断パネルを梁部材に組み込んだ場合には、軸変形が拘束されるので、せん断パネルに作用する引張力の影響を把握しておく必要がある。

また、ここでの検討対象部材の特徴として、図 2.9 に示すように梁をハンチ形状としていること、施工性に配慮してエンドプレート形式とは異なる接合方法を採用していること、が挙げられる。これらの影響を定量的に把握することを目的として当該部材の実大静的繰り返し載荷実験を行った。

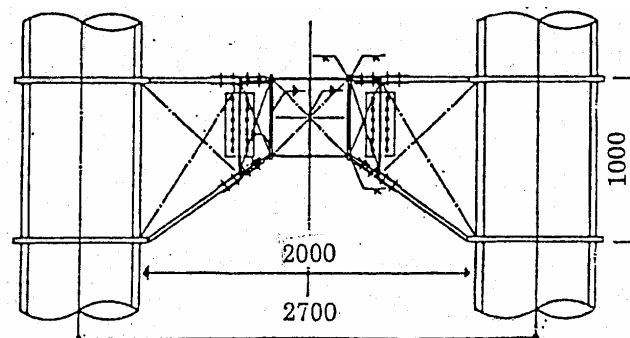


図 2.9 梁中央にせん断パネルを組み込んだ短スパン梁部詳細

2.2.1 実験計画

(1) 試験体

試験体は、図 2.10 に示すように、内法 2 m の短スパン梁の中央部にせん断パネルを組み込んだ実大試験体とした。梁柱接合端部はエンドプレート形式とし、柱を含む加力フレームを介してせん断パネルに加力を行った。試験体の種類は、文献 (2.20) に示す既往実験と同一形状の試験体と、せん断パネルの大きさ及び板厚を変化させた計 3 種類とした。パネルの幅厚比については 40～50 程度（一般化幅厚比 1.25～1.67）としている。実験項目及び試験体の名称を表 2.5 に、パネル部分に用いた鋼材の機械的性質を表 2.6 に示す。

(2) 加力装置及び加力パターン

加力装置の概要を図 2.11 に示す。梁軸方向の変形を拘束し、左右均等の応力状態を与える

ために、上部に軸剛性の高い梁部材をピン接合にて取り付け、載荷フレームを構成している。載荷する荷重は水平荷重のみであり、複動 300 t のオイルジャッキ 1 本により載荷フレームの片側から加力した。

加力パターンとしては、既往実験との比較を行うための 1 方向単調載荷、両方向漸増繰返し載荷（加力パターン 1）に加えて、レベル 2 地震時を想定した両方向繰返し載荷（加力パターン 2）を行った。

レベル 2 地震応答を想定した繰返し載荷は、最大せん断変形角を 30γ （ γ ：降伏時のせん断変形角）、累積塑性変形倍率が 300 程度となる漸増型の加力パターンとし、それを 2 回繰返した後、最大振幅にて定振幅で繰返すこととした。ここで、累積塑性変形倍率は、正負の塑性変形量を降伏時のせん断変形量で除したものと定義している。加力パターンを図 2.12、2.13 に示す。漸増繰返し載荷パターンにおいては、せん断パネルのせん断変形角で制御することとした。

表 2.5 実験項目及び試験体名称

低降伏点鋼形状	加力パターン	試験体名称
PL-6X300X300 (幅厚比 50、一般化幅圧比 1.67))	単調	PN6W50M
	漸増繰返し1	PN6W50A
PL-6X450X450 (幅厚比 37.5、一般化幅圧比 1.25)	漸増繰返し1	PN6W40A
	漸増繰返し2	PN6W40B
PL-9X450X450 (幅厚比 50、一般化幅圧比 1.67)	漸増繰返し1	PN9W50A
	漸増繰返し2	PN9W50B

*は既往実験（付加軸力のないせん断パネル）との比較

表 2.6 使用鋼材の機械的性質（5号試験片による）

使用部位	厚さ (mm)	鋼材種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
フランジ*	12	SN490A	358	542	41
ウェブ*	6	LYP235	245	327	45
	9	LYP235	252	326	50

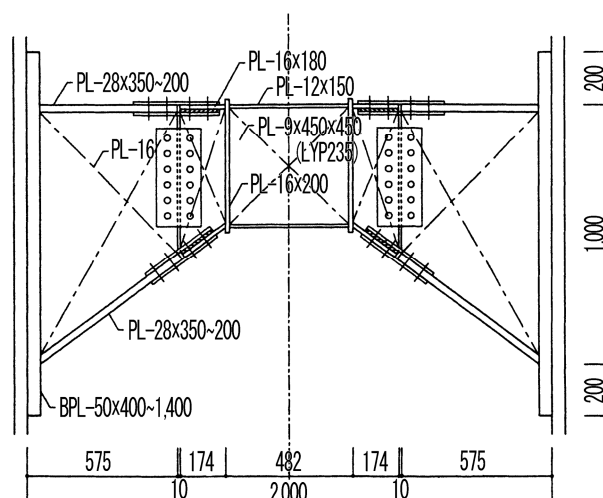


図 2.10 試験体例（PN6W40 シリーズ）

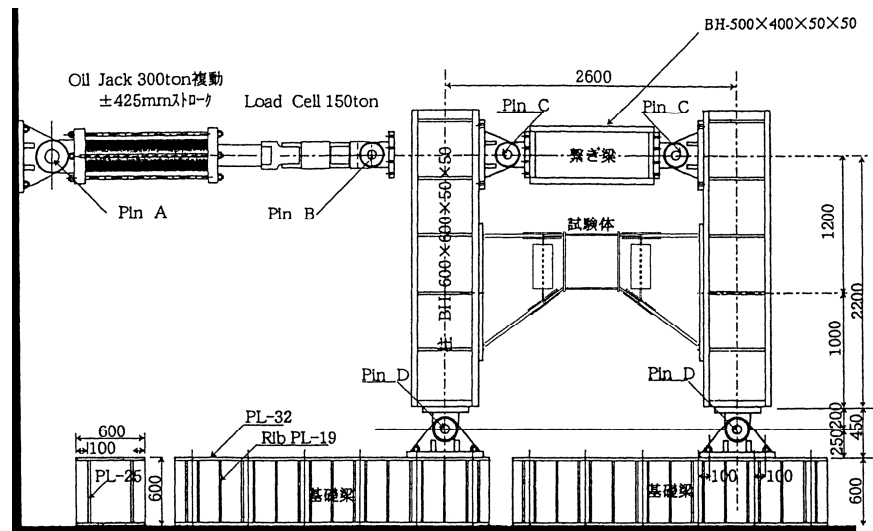


図 2.11 加力装置概要

せん断変形角 ($\times 10^{-3}$)

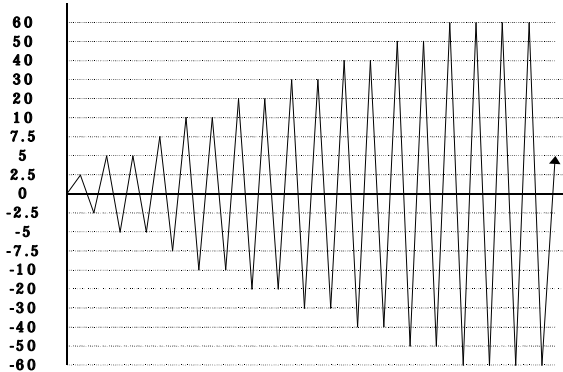


図 2.12 加力パターン(漸増繰返し 1)

せん断変形角

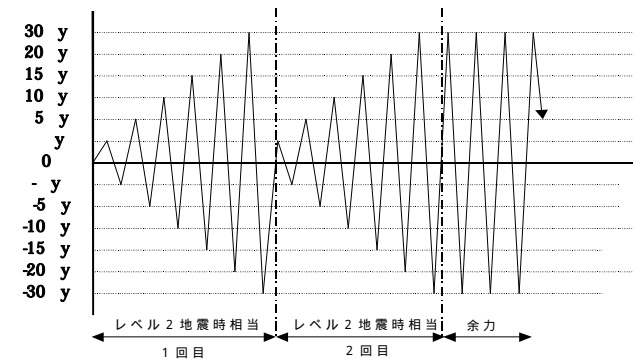


図 2.13 加力パターン(漸増繰返し 2)

2.2.2 実験結果

(1) 荷重 - 変形関係及びエネルギー吸収能力

写真 2.1 に各試験体の最終状態を、図 2.14 に実験より得られた荷重 (Q) - せん断変形角 () 関係を、また図 2.15 に、制振デバイスのエネルギー吸収能力を評価する指標として求めた、累積塑性変形倍率 () - せん断応力度 () 関係を示す。ここで、累積塑性変形倍率は累積せん断変形角をせん断パネルの降伏せん断変形角で除して求めたものである。

以下、各試験体の結果に考察を加える。

1) PN6W50M(単調載荷実験)

既往の実験においては、せん断変形角 = 1/10 程度で最大耐力を示し、その後減少しているが、今回の実験においては、耐力は上昇し続けている。これは、軸変形の拘束により発生する斜張力の影響であると考えられる。

2) PN6W50A (漸増繰返し載荷実験 - 1)

履歴ループおよび座屈・亀裂発生等の各現象の発生状況も既往の実験と良く一致しており、最大振幅がせん断変形角で $\theta = 0.06$ 程度であれば、軸方向力の影響も無視できる範囲であると判断できる。

3) PN6W40A (漸増繰返し載荷実験 - 1)

両面の十字型のリブにより4分割されている領域のうち、片側の2カ所に損傷が集中し、他の側の2カ所には亀裂が入らなかった。最大せん断応力度は、PN6W50Aと比較してほぼ同じであるが、ウェブ座屈後の耐力低下は小さい。

4) PN6W40B (漸増繰返し載荷実験 - 2)

PN6W40Aと同様、4ヶ所のパネルの内、2ヶ所に損傷が集中した。また、PN6W50Aと比較して、載荷履歴による影響はそれほど顕著ではなかった。

5) PN9W50A (漸増繰返し載荷実験 - 1)

累積塑性変形倍率() - せん断応力度() 関係に置き換えると、PN6W50Aと良く一致しており、幅厚比が同じであれば、ほぼ同様の性状を示すことが確認できた。

6) PN9W50B (漸増繰返し載荷実験 - 2)

載荷パターンの異なるPN9W50Aと比較すると、累積塑性変形倍率が1000を超えた当たりからの耐力低下がPN9W50Aよりも若干顕著となっている。これは、最大振幅での繰返し回数がPN9W50Bの方が多いことに起因していると考えられ、載荷パターン2の方が、より厳しい加力状況になっていると判断できる。



(1) PN6W50M



(2) PN6W50A



(3) PN6W40A



(4) PN6W40B

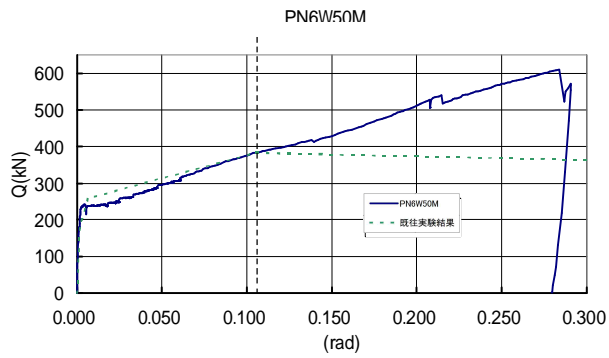


(5) PN9W50A

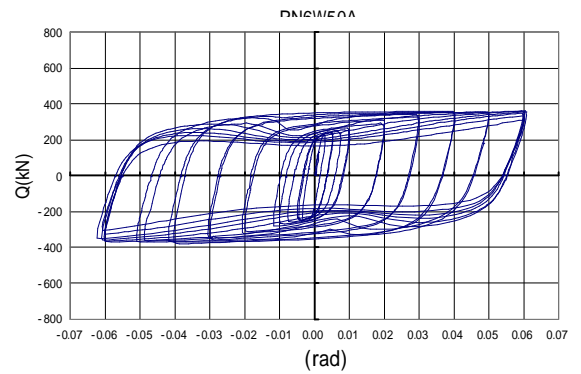


(6) PN9W50B

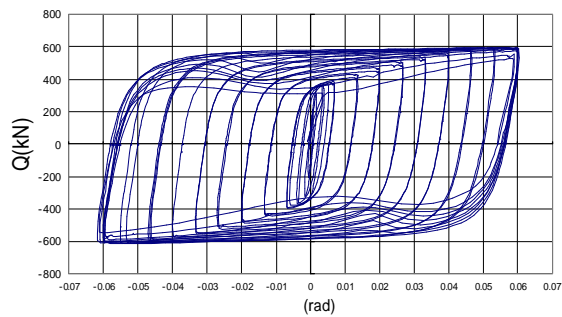
写真 2.1 各試験対の最終状態



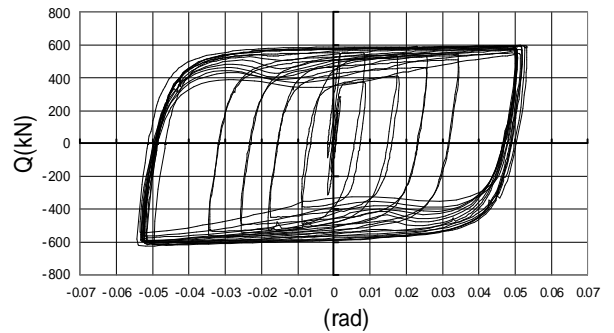
1) PN6W50M(単調載荷実験)



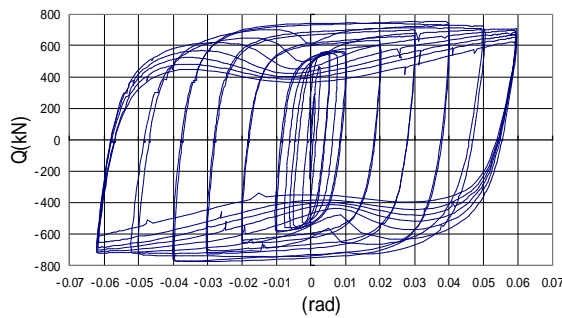
2) PN6W50A (漸増繰り返し載荷実験 - 1)



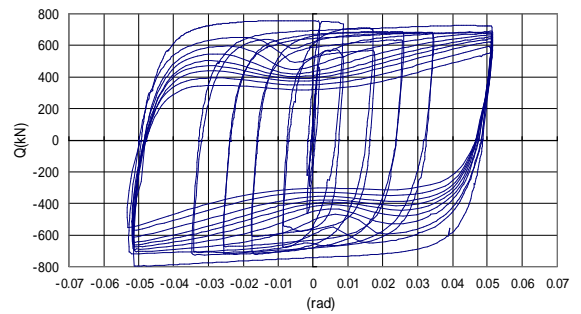
3) PN6W40A (漸増繰り返し載荷実験 - 1)



4) PN6W40B (漸増繰り返し載荷実験 - 2)

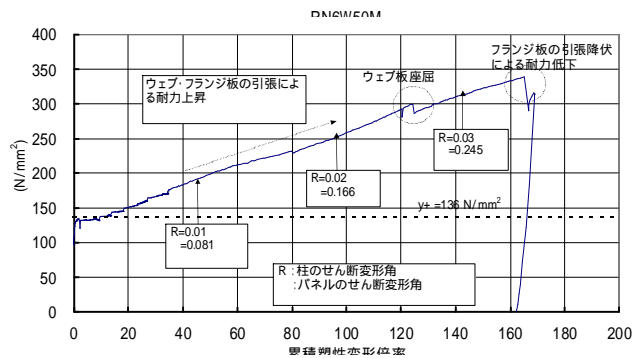


5) PN9W50A (漸増繰り返し載荷実験 - 1)

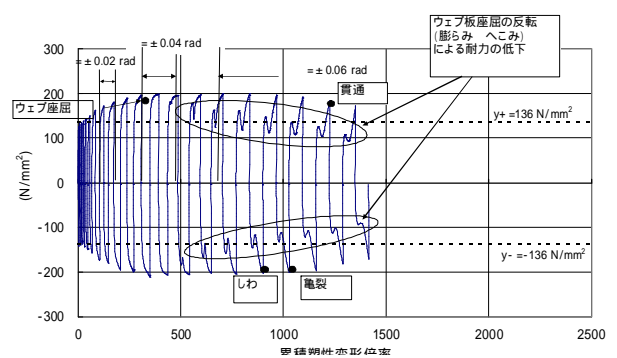


6) PN9W50B (漸増繰り返し載荷実験 - 2)

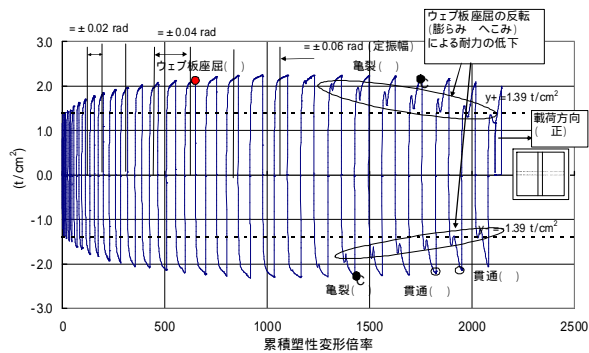
図 2.14 荷重(Q) - せん断変形角()関係



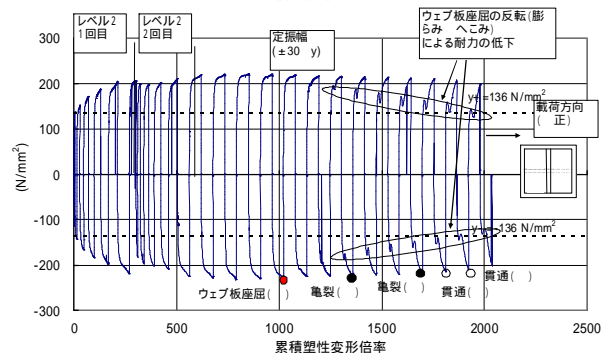
1) PN6W50M(単調载荷実験)



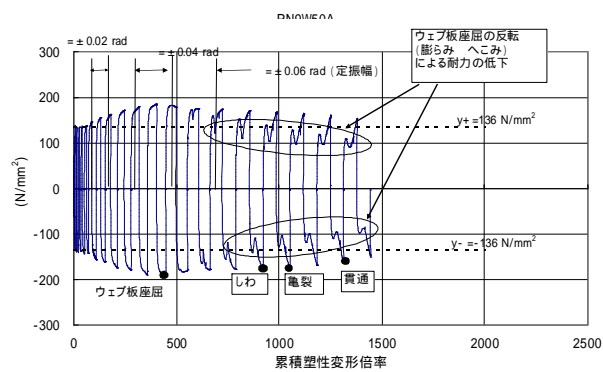
2) PN6W50A(漸増繰返し载荷実験 - 1)



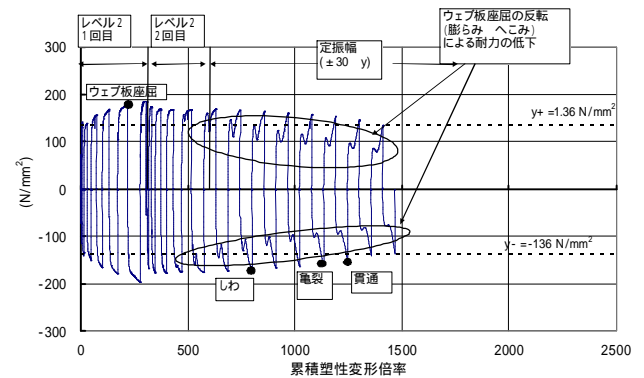
3) PN6W40A(漸増繰返し载荷実験 - 1)



4) PN6W40B(漸増繰返し载荷実験 - 2)



5) PN9W50A(漸増繰返し载荷実験 - 1)



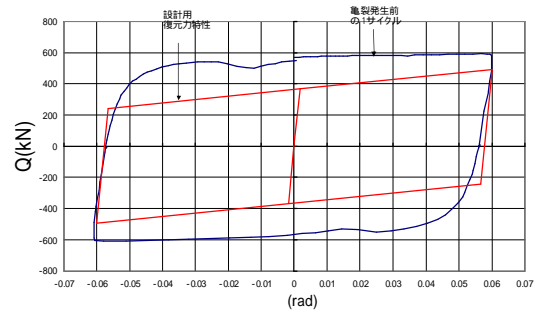
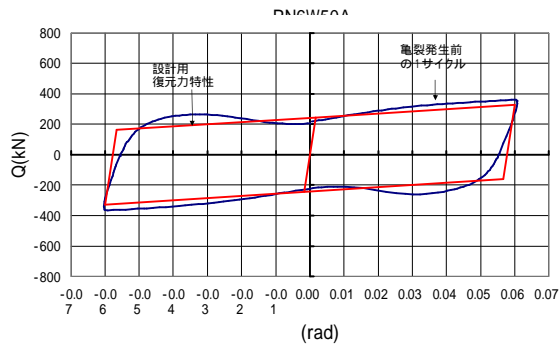
6) PN9W50B(漸増繰返し载荷実験 - 2)

図 2.15 累積塑性変形倍率() - せん断応力度()関係

(2) 性能保持限界

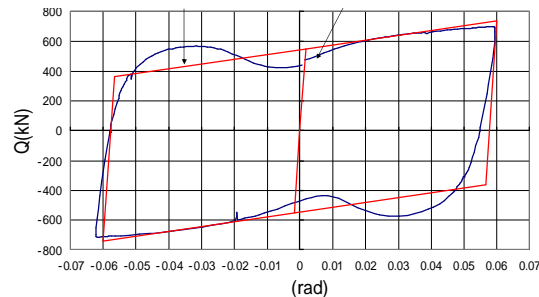
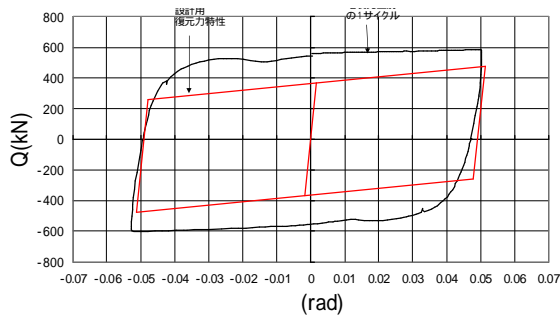
図 2.16 に、せん断パネルタイプの各試験体の亀裂が発生する前の 1 サイクルの履歴と、設計時に仮定する bi-linear 型の復元力特性を重ね合わせて示す。設計で用いる復元力特性は、既往の実験結果を基に、初期剛性を G とし、せん断降伏応力度 y に達した点で $0.01G$ の 2 次勾配を持つような復元力特性を仮定するものとする。

また、表 2.7 には、亀裂発生時点での耐力低下並びにエネルギー吸収能力を示す。PN9W50B の亀裂発生時の耐力低下が他の試験体に比べ若干大きいのが、設計で設定した復元力特性にほぼ近い形のループを描いており、エネルギー吸収能力をそのループの面積で評価した場合に、設定復元力に対して約 0.9 程度である。亀裂が発生後も急激に耐力及びエネルギー吸収能力が低下しないことを考えると、亀裂発生までは設計で期待している性能を維持できるものと判断できる。



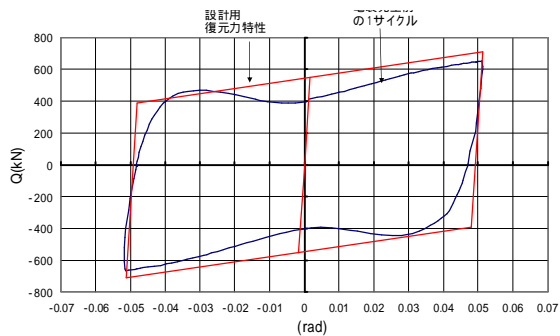
2) PN6W50A (漸増繰返し载荷実験 - 1)

3) PN6W40A (漸増繰返し载荷実験 - 1)



4) PN6W40B (漸増繰返し载荷実験 - 2)

5) PN9W50A (漸増繰返し载荷実験 - 1)



6) PN9W50B (漸増繰返し载荷実験 - 2)

図 2.16 実験結果と設定復元力の関係

表 2.7 亀裂発生時の耐力低下・エネルギー吸収能力

試験体	亀裂発生前 1 サイクルの 耐力 / y	亀裂発生時での
PN6W50A	1.47	1030
PN6W40A	1.54	1430
PN6W40B	1.58	1361
PN9W50A	1.26	1054
PN9W50B	1.18	1245

2.2.3 まとめ

低降伏点鋼せん断降伏型パネルを組み込んだ梁の実大繰返し載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 最大振幅 $\theta = 0.06$ rad 程度以下の变形では、材軸方向の变形が拘束されている影響は剛性・耐力およびエネルギー吸収能力に関して無視できる程度であるといえる。また、既往の実験と比較して今回の実験において、梁がハンチ形状となっていることによるエネルギー吸収能力への影響はほとんどないと考えられる。
- 2) 全ての試験体で、正負合計の累積塑性変形倍率 μ が 1000 を超えるまで亀裂は発生せず、亀裂の貫通後も安定した履歴特性を示した。パネル部分の、座屈後の凹凸の反転の際におこる耐力の低下は履歴を重ねるごとに顕著になるが、耐力低下の量はその履歴での最大せん断力の 1 割程度である。
- 3) せん断パネルの一般化幅厚比を 1.5 程度 (LY235 で 40 から 50 程度) とした場合、ウェブ座屈による耐力低下は小さく、設計モデルとしてはバイリニアの復元力特性で十分妥当である。また、耐力低下およびエネルギー吸収能力の点から、性能保持限界は、せん断パネル部の亀裂発生時点と判断できる。

2.3 座屈拘束プレースをウェブ斜材として組み込んだ梁の履歴型鋼材ダンパーの履歴特性と性能

前節では、梁中央に組み込んだせん断パネルの履歴特性と性能について示した．ここでは、EV シャフトや天井内のように、取り替え時の作業性に配慮すべき部位においても適用可能な、座屈拘束プレースをウェブ斜材に用いた梁タイプの鋼材履歴型ダンパーについて、その設計手法と実大モデルでの静的繰返し載荷実験の結果について述べる．

圧縮側プレースの座屈を拘束し、引張側と同じように降伏・塑性変形させるための座屈拘束問題は、拘束材の剛性と強度を如何に設定するかという問題である．適切に座屈拘束された軸力材は、圧縮側に引張側と同様の荷重変形特性を付与することができ、エネルギー吸収能力の優れた履歴型ダンパーとしていくつかの形式の座屈拘束プレースが既に実用化されている^{2.17)}．筆者らは、トラス斜材や梁端部の方杖のように材長が短い軸力材に対しては比較的軽微な座屈拘束材で所要の剛性および強度が得られることに着目し、芯材の損傷確認と万一の取り替えの容易性に特に配慮して、形鋼または鋼板をボルト接合により組み立てる分解可能な座屈拘束材による座屈拘束プレースを考案した．

単体としての座屈拘束プレースは、図 2.17 に示すように、芯材周囲を 4 ピースの座屈拘束用鋼材で囲い込む構成である．座屈拘束材はボルト接合で一体化しており、芯材を塑性変形させて履歴型ダンパーとして用いた場合、座屈拘束材を取り外すことにより、大地震後の損傷程度を目視確認できる．また、万一の取り替え時には分解することにより人力運搬が十分可能となる．さらに、芯材自体も鋼板の切断加工品で、全体を無溶接で製作できるため、鋼材自体の性能に依存する安定した品質の部材が低コストで製作可能となる利点も併せ持っている．

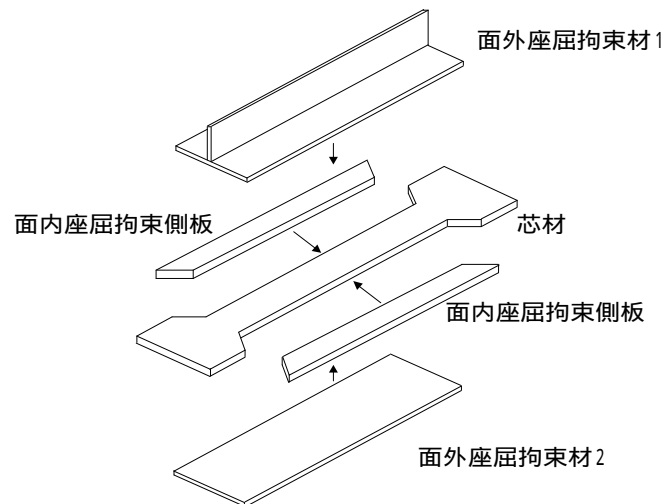


図 2.17 座屈拘束プレースの構成

2.3.1 座屈拘束プレースの設計

座屈拘束材は補剛条件として(2.4)式を満足するよう^{2.17・2.18)}設計する．

$$(1 - \frac{1}{n_E^B})m_y^B > \frac{a + s}{1} \quad (2.4)$$

ここで、

$$n_E^B = \frac{N_E^B}{N_y}, \quad m_y^B = \frac{M_y^B}{N_y l}$$

a は拘束材中央の初期たわみ、 s は芯材と拘束材の間の隙間、 l は芯材の座屈長、 N_y は芯材の降伏軸力、 N_E^B は拘束材のオイラー荷重であり、 n_E^B と m_y^B はそれぞれ拘束材の曲げ剛性 $E_B I_B$ および曲げ強度 M_y^B に関する無次元化パラメータである。

拘束材の各部材はブレースの面外方向および面内方向に対して組合せによる曲げ剛性と個材の曲げ耐力から(2.4)式を満足するよう決定する。芯材の初期たわみは長さの $1/500$ とし、隙間はブレース材の軸降伏後の断面積の増加分を加算している。また端部および中央部については N_y の 5%ないし 3%の拘束力に対して拘束材が降伏しないように設計した。

以上の手続きに従って、図 2.18 に示すように梁中央部に 2 本の座屈拘束ブレースを X 型に組込んだときのせん断耐力が低降伏点鋼パネル PL-9×450×450 のそれとほぼ同等となるような部材を設計した。芯材は、塑性化長さ(60cm)を有する低降伏点鋼(LY225、PL-19×88)とし、座屈拘束材は SS400 材で、PL-12 および CT-100×200×8×12 の面外座屈拘束材と PL-22×54 の側板により構成している。梁ウェブへの組込みは 2 本を X 型に設置することを考慮して、PL-12 側への座屈に対しては互いに接触して面外方向への変形を拘束するように、CT 側への座屈に対してはそれぞれが独立して面外方向への変形を拘束するようにしている。2 本の単材を X 型に交差させるために、接合方法によっては偏心圧縮状態となり、座屈拘束設計にはその影響を考慮する必要があるが^{2.18)}、ここでは梁ウェブ芯との面外偏心は、被接合材(梁部材)側で処理し、座屈拘束ブレースに対しては偏心载荷とならないようにした。

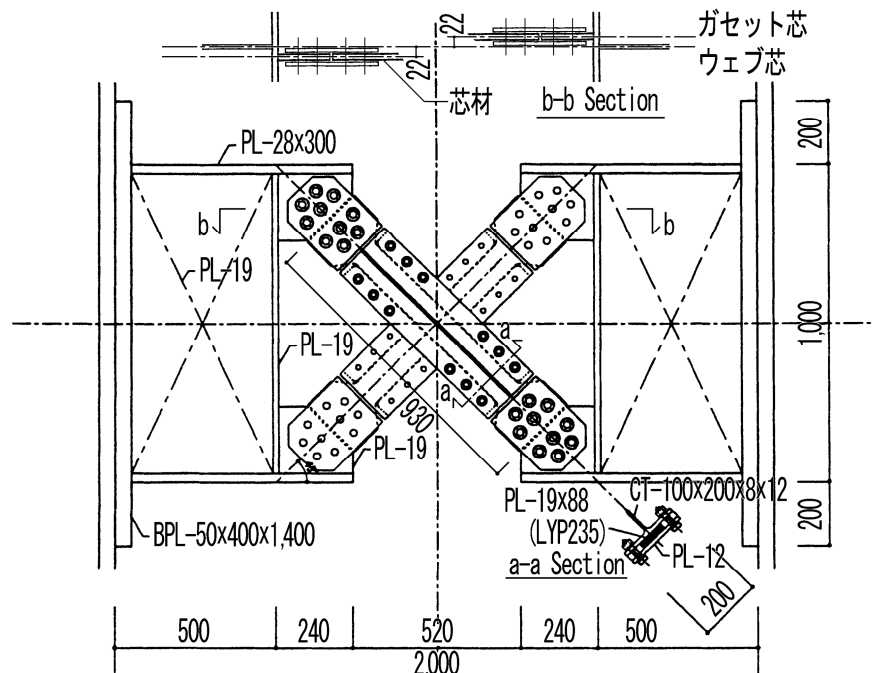


図 2.18 梁組込型試験体

2.3.2 実験計画

(1) 試験体

設計法の妥当性を確認する目的で、まず、単体実験により座屈拘束条件が妥当であることを確認した後、梁に組込んだ実験を行った。

図 2.19 に単体試験体を示す。単体試験は座屈拘束条件のパラメーターである隙間や拘束材の剛性を変化させたものと、芯材と拘束材との摩擦力を低減させるグリースの有無、芯材の加工方法の違いによる 6 種類、梁組込み型試験は座屈拘束条件は同じで芯材の加工方法が異なる 2 種類である。

芯材は全て同形状であるが、製作精度の高い機械加工によるものとプラズマ切断加工による 2 種類とした。これは、塑性化範囲の切断面の加工精度に着目して鋼板をガス切断した後、切断面を研磨する機械加工によるものとプラズマ切断のままとした場合の比較で、コスト差の大きい加工精度の差異が塑性変形能力に及ぼす影響を確認することが目的である。なお芯材は材軸方向が圧延方向になるようにしている。表 2.8 に実験種類および試験体名を示す。使用鋼材の機械的性質を表 2.9 に示す。

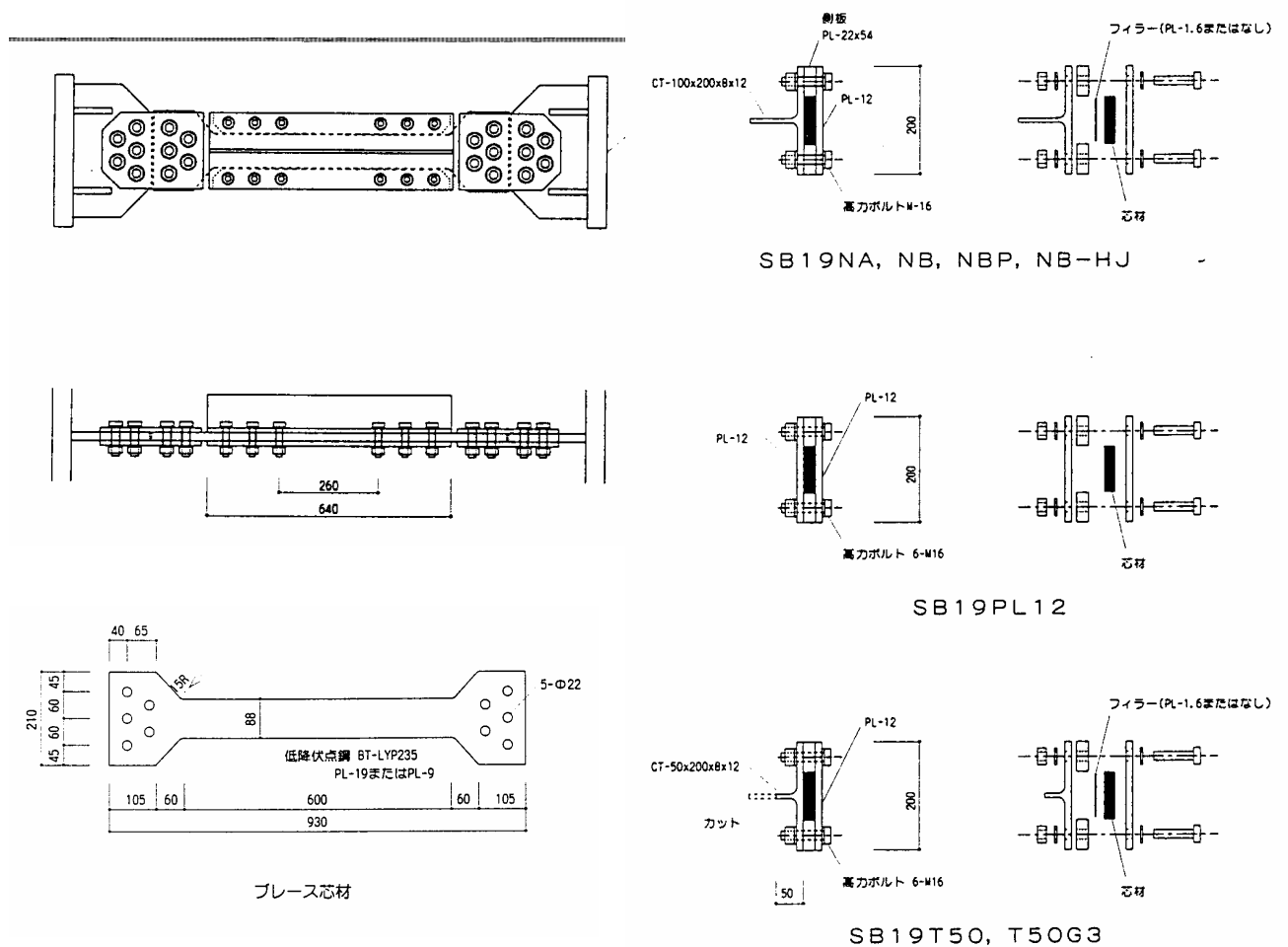


図 2.19 単体試験体

表 2.8 実験種類一覧

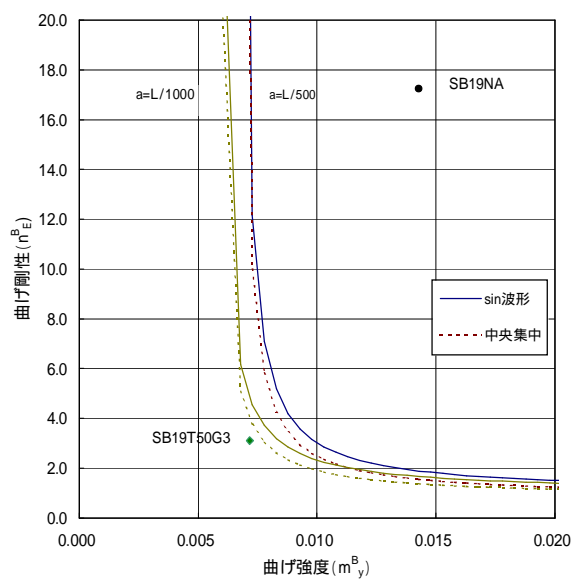
試験体名称*	加工方法	隙間	グリース
SB19NA	機械	3.0mm	なし
SB19NB	機械	1.4mm	あり
SB19NBP	プラズマ	1.4mm	あり
SB19T50	機械	1.4mm	なし
SB19T50G3	機械	3.0mm	あり
SB19PL12	機械	3.0mm	あり
XB19NB	機械	1.4mm	あり
XB19NBP	プラズマ	1.4mm	あり

注) * S から始まる名称は単材、X は梁組込み型を示す。

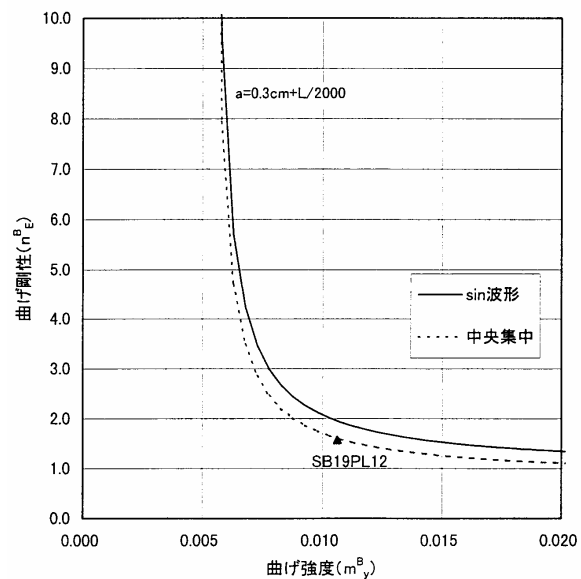
単体試験体について前述の理論式により算出した座屈拘束条件を拘束材の曲げ強度 - 曲げ剛性係数にプロットしたものを図 2.20 に示す。曲線の右上にある場合は所要の補剛剛性と耐力を満足しており、SB19NA は計算上十分な補剛がされていることになる。

表 2.9 使用鋼材の機械的性質 (5号試験片による)

使用部位	厚さ (mm)	鋼材種	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
ブレース	19	LYP235	235	333	61
CT フランジ	12	SS400	284	437	38
CT ウェブ	8	SS400	344	461	32
PL -12	12	SS400	255	431	39



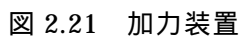
SB19N,SB19T50



SB19PL12

図 2.20 単体試験体の座屈拘束条件

加力装置の概要を図 2.21 に示す。加力方法は 2.2 に示した加力パターン 2 の考えに基づき、適用予定の高層建物の応答予測によるレベル 2 地震時の最大変形と累積塑性変形倍率が合致する載荷を 2 回繰り返し、その後最大振幅で繰り返す漸増繰り返し載荷とした。



(1) 単体実験

27

芯材の圧縮載荷においても試験体は座屈することなく圧縮側・引張側ともに紡錘形の荷重 - 変形関係を示している．芯材が圧縮降伏した後は、座屈拘束材との間に生じる摩擦力により拘束材に軸力が流れるため、見かけの負担軸力は引張側より圧縮側が大きくなる傾向がある．SB19NBP と SB19T50 を比較するとグリースを塗布した場合は見かけの負担圧縮力の増加は比較的少なくなっている．SB19PL12 では、芯材が繰返し載荷に伴うひずみ硬化と考えられる耐力上昇に伴い降伏耐力の計算値を上回ったところで座屈拘束材の全体座屈が発生した．これにより前述の理論式による設計の妥当性を確認できた．一方、主な試験体の最終状態は応力の集中する芯材中央部での破断であるが、累積塑性変形倍率は650 以上あり、適用予定の高層建物の動的応答解析に基づいて目標としたレベル2 地震2 回相当以上の変形能力を有することが確認できた．なお芯材の加工方法による違いは特にみられなかった．

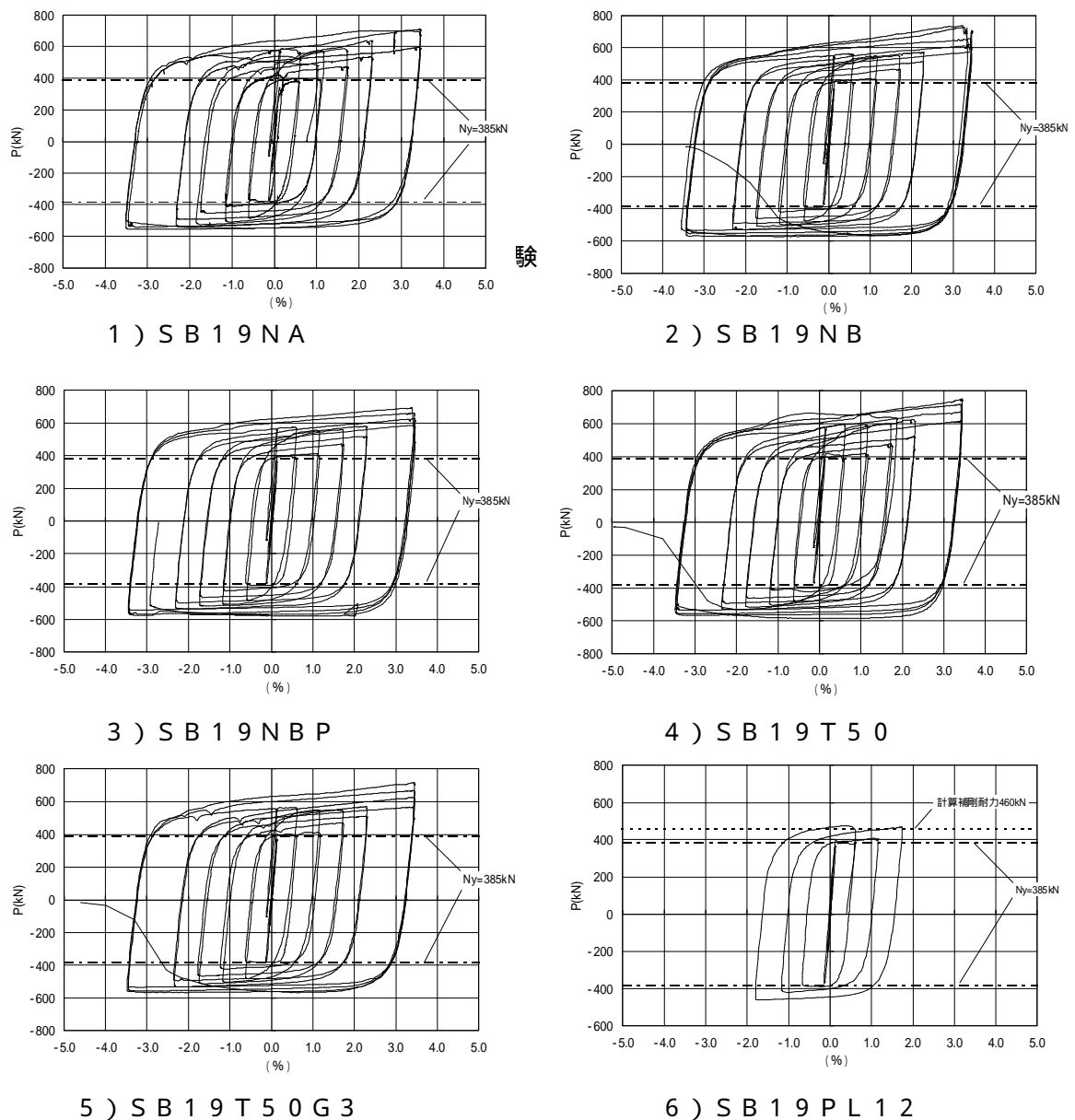
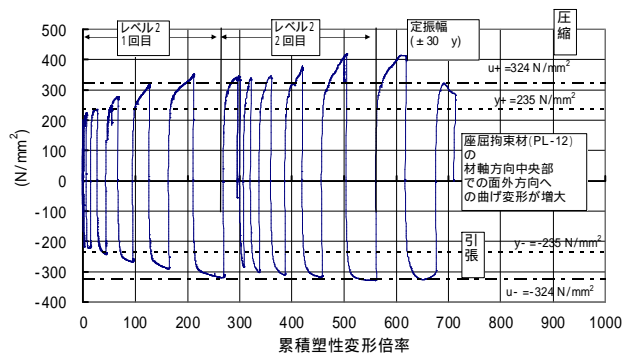
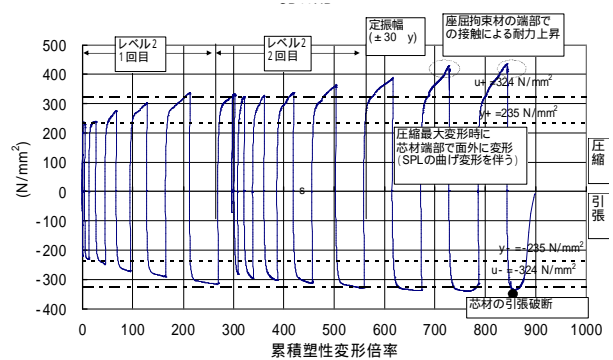


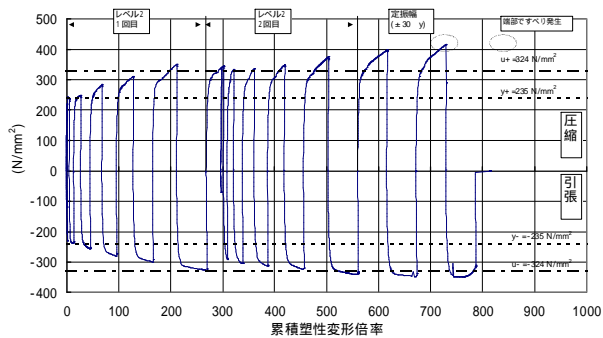
図 2.22 単体試験 P- 関係



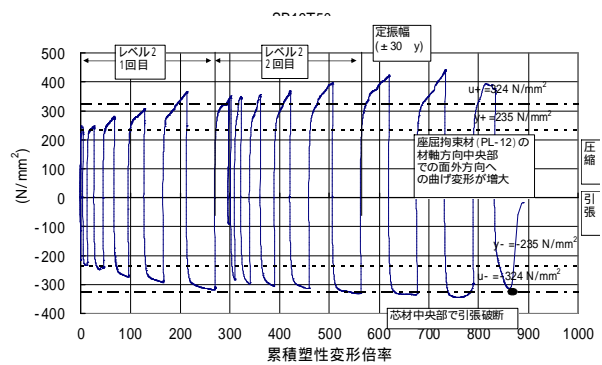
1) SB19NA



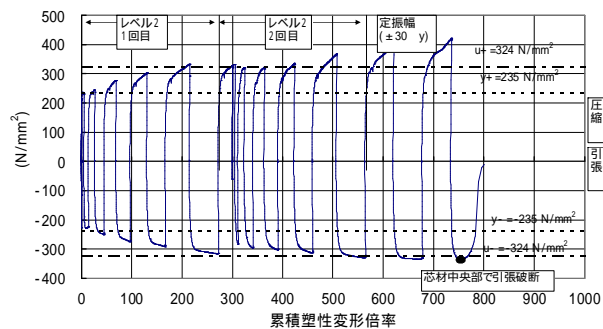
2) SB19NB



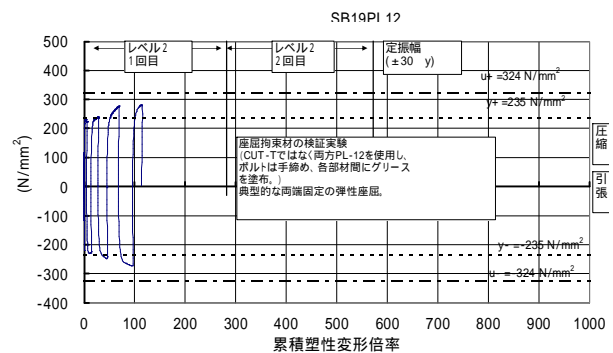
3) SB19NBP



4) SB19T50



5) SB19T50G3



6) SB19PL12

図 2.23 単体試験

関係

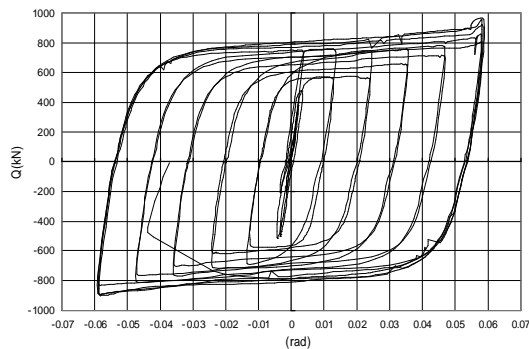
(2) 梁組込み実験

座屈拘束ブレースを梁に組込んだ実験の結果は前項 2.2.2 のせん断パネル実験結果(図 2.14)との比較を容易にするため荷重 - 変形関係を芯材の塑性化部分($l=60\text{cm}$)を対角線とする等価なせん断パネルのせん断力とせん断変形角に換算して結果を示す。

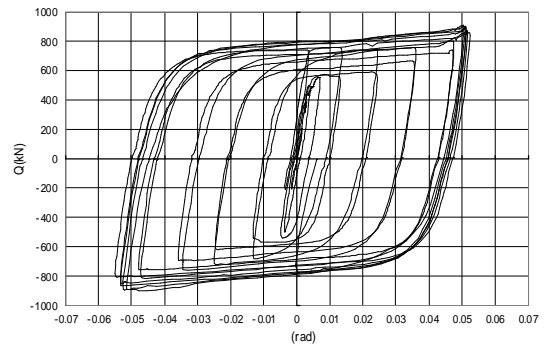
得られた荷重(Q) - せん断変形角()関係を図 2.24 に示す。また、履歴ダンパーのエネルギー吸収能力を評価する指標として累積塑性変形倍率() - 芯材の軸応力度()関係を図 2.25 に示す。

単体実験と同様に圧縮側の試験体は座屈することなく圧縮側・引張側ともに紡錘形の荷重 - 変形関係を示している。芯材の破断に至るまで耐力低下は生じていない。累積塑性変形倍率は 800 程度であり、適用予定の高層建物の動的応答解析結果に基いて目標としたレベル 2 地震 2 回相当以上の数値が得られた。

図 2.26 に 1 サイクル目の芯材のひずみゲージの値から算出した付加曲げひずみとせん断変形角との関係を示す。この図より端部がほぼ剛接合となっていることに伴い、弾性域では中央部に比べ端部では明らかに付加曲げの成分が大きくなっていることがわかるが、実験において端部に芯材の損傷が集中した現象はみられず、最大耐力および変形能力に及ぼす付加曲げの影響は小さいといえる。

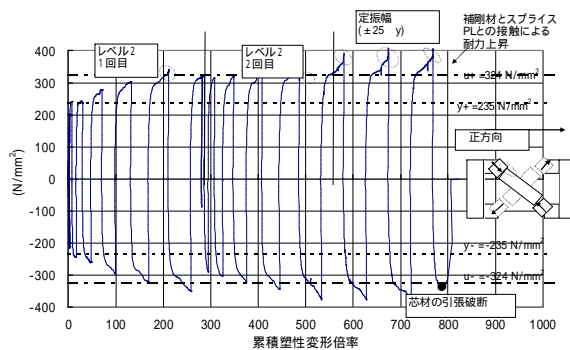


XB19NB

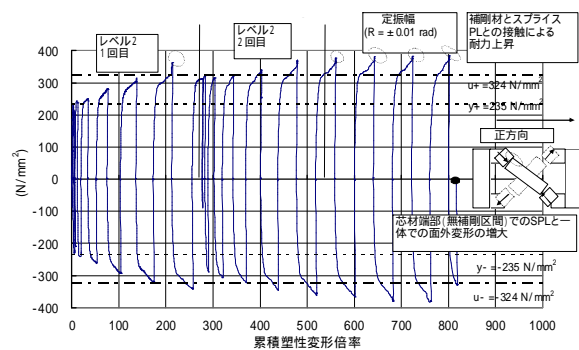


XB19NBP

図 2.24 梁組込試験 Q - 関係

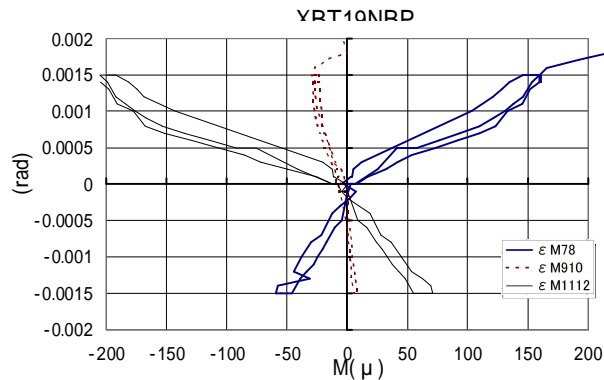


XB19NB



XB19NBP

図 2.25 梁組込試験 関係



M910 は芯材の中央部、
他は芯材端部の歪を示す

図 2.26 付加曲げひずみー 関係

2.3.4 まとめ

既製形鋼等で座屈拘束された軸ブレースタイプの鋼材履歴型ダンパーについて、実大静的繰返し実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 全体座屈拘束条件式に偏心の影響を加味した設計式の妥当性が確認された。
- 2) 芯材と座屈拘束材の接触面にグリースを塗布して摩擦係数を低減させることにより、圧縮降伏後の見かけの耐力上昇を抑えることができる。
- 3) 単体実験、梁組み込み型実験とも安定した荷重 - 変形関係を示し、芯材破断に至るまでの変形能力は正負合計の累積塑性変形倍率で 800 程度である。芯材破断まで最大耐力の低下はほとんどなく、性能保持限界は芯材の破断で決まる。
- 4) 梁に組み込んだ状態では、端部が剛接合となっていることに伴い軸ブレース端部に付加的な曲げ歪が生じるが、最大耐力および変形能力に及ぼす影響は小さい。
- 5) 鋼板を切り出して製作する芯材の切断・加工方法に関して、塑性化範囲の切断面の加工精度に着目した場合、鋼板をガス切断した後切断面を研磨する機械加工によるものとプラズマ切断のままとした場合の比較を行ったが、両者の有意な差は認められなかった。

2.4 履歴型鋼材ダンパーの履歴特性と性能に関するまとめ

2 種類の履歴型鋼材ダンパーを対象とした実大実験から履歴特性とエネルギー吸収能力に関する保有性能についての定量的知見を得た。

せん断パネルをリンク材とする Y 型ブレースおよびせん断パネルを中央部断面に組み込んだ梁の実大実験および既往の単体実験から低降伏点鋼せん断パネルについて以下の事項を確認した。

- 1) 既往の研究成果に基づいて、パネルの一般化幅厚比が 1.5 以下となるように設計した低降伏点鋼せん断パネルの変形・エネルギー吸収性能は、累積塑性変形倍率が 800 (正側と負側の累積塑性変形倍率でそれぞれ 400) を上回る。梁中央に組み込んだ場合も、累積塑性変形倍率が 1000 を超えるまで亀裂は発生せず、亀裂の貫通後も安定した履歴特性を示すことを確認した。正負交番繰返し载荷によって座屈後のパネルの凹凸が反転する際に発生する耐力の低下は履歴を重ねるごとに顕著になるが、亀裂発生時点の耐力の低下量はその履歴での最大せん断力の 1 割程度である。
- 2) 周辺フレームによってせん断パネルの軸方向変形が拘束されるため、せん断パネルの枠フランジに軸方向力 (引張力) が作用し、またせん断パネルはせん断応力と引張応力の組み合わせ応力状態となるが、せん断変形角が高々 $1/20\text{rad}$ 程度の範囲では、せん断パネルの剛性・耐力に及ぼす軸方向変形拘束の影響は小さく、エネルギー吸収能力に関しても周辺部材からの拘束の影響は見られない。梁中央にせん断パネルを組み込んだ場合も同様である。
- 3) せん断パネルの幅厚比を 40 から 50 程度 (一般化幅厚比 1.5 程度) とした場合、パネル座屈による耐力低下は小さく、設計モデルとしてはバイリニアの復元力特性で十分近似できる。また、耐力やエネルギー吸収能力の低下率からみると、性能保持限界をパネル部の亀裂発生点としておけば、エネルギー吸収能力に関して十分安全側の限界値とみなすことができる。
- 4) パネルの耐力上昇要因に関しては、パネルの一般化幅厚比が小さいほど耐力上昇が大きいことが既往の研究により示されている。それ以外にせん断パネルの耐力がパネルの耐力より大きくなる要因としては、枠フランジの影響が主であり、周辺フレームの拘束の影響は小さいことを示した。したがって、パネルの断面積に比べて枠フランジの断面積が大きい場合は、パネルを支持する周辺部材や接合部の設計にパネル耐力の上昇分を大きめに見込む必要がある。

次いで、既製形鋼で座屈拘束された軸ブレースタイプの履歴型鋼材ダンパーについて実大静的繰返し载荷実験を行い、以下の知見を得た。なおこのダンパーは、ダンパーの取替え作業性に特に配慮して新たに考案したものである。

- 1) 全体座屈拘束条件式に偏心の影響を加味した設計式の妥当性が確認された。
- 2) 芯材と座屈拘束材の接触面にグリースを塗布して摩擦係数を低減させることにより、圧縮降伏後の見かけの耐力上昇を抑えることができる。
- 3) 単体実験、梁組み込み型実験とも安定した荷重 - 変形関係を示し、芯材破断に至るま

での変形能力は正負合計の累積塑性変形倍率で 800 程度である。芯材破断まで最大耐力の低下はほとんどなく、性能保持限界は芯材の破断で決まる。

- 4) 梁に組み込んだ状態では、端部が剛接合となっていることに伴い軸ブレース端部に付加的な曲げ歪が生じるが、最大耐力および変形能力に及ぼす影響は小さい。
- 5) 鋼板を切り出して製作する芯材の切断・加工方法に関して、塑性化範囲の切断面の加工精度に着目した場合、鋼板をガス切断した後切断面を研磨する機械加工によるものとプラズマ切断のままとした場合の比較を行ったが、両者の有意な差は認められなかった。経済性に勝るプラズマ切断のままで十分な性能を得ることができる。

<参考文献>

- 2.1) 武田寿一、竹本靖、高橋泰彦、古屋則之：ブレース付き鉄骨ラーメンの実験的研究（その 3）- 新しい鉄骨ブレース - 大林組技術研究所報、No.6、1972 年、pp15-19
- 2.2) 遠山幸三、水越薫、郷健一郎：パネル式筋かいの弾塑性挙動に関する実験的研究、鹿島建設技術研究所年報、第 25 号、1976 年、pp131-136
- 2.3) 加藤勉、中尾雅躬：H 形鋼強軸交叉形パネルゾーンの復元力特性の一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1243-1244,1976 年 10 月。
- 2.4) 河野昭雄、牧野稔：H 形鋼による接合部パネルせん断耐力計算法、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.949-950,1988 年 10 月。
- 2.5) 玉井宏章、竹中啓之、中野孝司、小島 修、近藤一夫、花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 形ブレース制振装置に関する研究（その 1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.1447-1450,1991 年 9 月。
- 2.6) 細沢治、可児長英、小倉桂治、辻田修：極低降伏点鋼材の履歴減衰による制振システム、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.1025-1026,1991 年 9 月。
- 2.7) 岩田衛、和田章、川合廣樹、渡辺厚：被害レベルの制御設計手法の研究（Damage Tolerant Design の研究）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.1355-1356,1992 年 8 月。
- 2.8) 三山剛史、田中清、平澤光春：“極低降伏点鋼を用いた制振構造に関する研究（その 1、2）”；日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.593-596,1993 年 9 月。
- 2.9) 泉満、可児長英、成原弘之、小倉桂治、川又康博、細沢治：極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験（その 1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、pp.1333-1336,1992 年 8 月。
- 2.10) 佐分利和宏、岩田衛、中島正愛、許斐信三、岩井哲、赤沢隆士：低降伏点鋼を用いた鋼板パネルの履歴性能、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.1341-1342,1994 年 9 月。
- 2.11) 三山剛史、田中清、孟令樺、平澤光春：極低降伏点鋼を用いた制振構造に関する研究（その 3、4）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、pp.1043-1046,1994 年 9 月。

- 2.12) 高橋泰彦,品部祐児:せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究,日本建築学会造系論文報告集,第 409 号、pp.107-114,1997 年 4 月
- 2.13) 竹中啓之、國松晃寛、中野孝司、玉井宏章、近藤一夫、花井正実:低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究(その 3;制振装置付架構模型実験の概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) pp.1337-1338,1992 年 8 月.
- 2.14) 田中清、鳥居次夫、和田章、川合廣樹、岩田衛、佐々木康人ほか:極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御設計法の鉄骨造高層建物への適用(その 3 ~ 5) 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) pp.695-700,1996 年 9 月.
- 2.15) 品部祐児、関松太郎、勝俣英雄、佐野剛志、高橋泰彦:せん断降伏型耐震要素の実時間仮動的実験に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) pp.809-810,1996 年 9 月.
- 2.16) 土屋博訓、和田肇允、小林秀雄、高橋泰彦、品部祐児ほか:低降伏点鋼材を利用した制振間柱架構の構造性能に関する研究(その 1、2) 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) pp.717-718,1997 年 9 月.
- 2.17) 藤本盛久、和田章、佐伯英一郎、渡辺厚、人見泰義:鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究、構造工学論文集、Vol34B、pp249-258,1988.3.
- 2.18) 井上一郎、常培勇、峰隆俊、福山国夫、井ノ上一博:重ね梁 PCa 板による平鋼ブレースの座屈補剛設計、鋼構造年次論文報告集 第 1 巻、pp195-202,1993.7.
- 2.19) 多賀謙蔵、近藤実、奥野哲也、井上一郎:偏心圧縮力を受ける軸力材の座屈拘束設計に関する考察、日本建築学会大会学術大会梗概集、1999
- 2.20) 近藤実、多賀謙蔵他:低降伏点鋼を用いた薄鋼板せん断パネルの復元力特性に関する実験的研究:日本建築学会大会学術講演梗概集:1999

3．履歴型鋼材ダンパーを用いた制振構造の高層建築物への適用

第2章で述べた鋼材履歴型ダンパーの実大実験は、いずれも実建物への適用に際して、設計段階あるいは施工に先立って行ったものである。ここでは、これらの鋼材履歴型ダンパーを適用した、高さ約 100m および高さ約 200m の高層建築物についてそれぞれの「構造計画の考え方」を具体的に記すとともに各建物の地震応答性状を示す。

3.1 高さ約 100m の高層事務所建築（Nビル）における適用例

3.1.1 構造性能目標と構造設計概要

本建物は、地上 21 階、塔屋 1 階、地下 2 階、高さ 97.5m の規模を有するオフィスビルである。地上階は、南北約 77m、東西約 58m の長方形の四隅を切り欠いた平面形状としており、4 階以上の基準階では、中央の設備用吹き抜けの周囲に機械室・階段室・トイレ等を配置するセンターコア形式で、その外周に執務空間を配置している。

100m クラスの建物では設計用地震荷重が設計用風荷重に比して十分大きく、耐震設計が支配的となる。とりわけ、本建物は兵庫県南部地震のあった 1995 年に計画が始まった建物であり、高い耐震性能を確保することが特に求められた。

兵庫県南部地震を機に急速に普及が広がった制振構造とすることで耐震性能を確保することを前提として、表 3.1 に示す耐震性能目標を設定した。

表 3.1 N ビルの耐震性能目標

荷重条件			レベル 1	レベル 2
地震 荷重	設定	想定外力	地動最大速度 25 kine	地動最大速度 50 kine 他
		地震規模	中規模地震 (震度 5 程度)	大規模地震 (震度 6 以上)
	応答 (性能)	層間変形	1 / 2 0 0 以下	1 / 9 0 以下
		主体架構	弾性限耐力以下	一部降伏 最大層塑性率 1.8 以下
		鋼材ダンパー (せん断パネル)	降伏	累積塑性変形倍率 4 0 0 以下 最大せん断歪 5 % 以下

構造概要を図 3.1、図 3.2 に示す。

基準階は、外周部およびコア部に鉄骨造ラーメン架構を設けており、主な水平力抵抗要素は、3.2m 間隔に柱を配置した外周のベアリングウォール架構である。主要な柱はコンクリートを充填した円形鋼管柱として軸方向ならびに水平方向の剛性および耐力の確保を図っている。

外周架構には、床組計画に基づく鉛直荷重負担の大小に応じて、円形鋼管柱と H 形鋼柱を 3.2m 間隔で交互に配することにより架構全体の水平剛性の調整を図っている。さらに、地震時のエネルギー吸収を目的として、X 方向では外壁コーナー部に、Y 方向ではエレベータシャフト隔壁部に、低降伏点鋼によるせん断降伏型パネルをリンク材とする K 型ブレースを制振ダンパーとして配置し、鉛直荷重支持部材の損傷低減を図る計画としている。

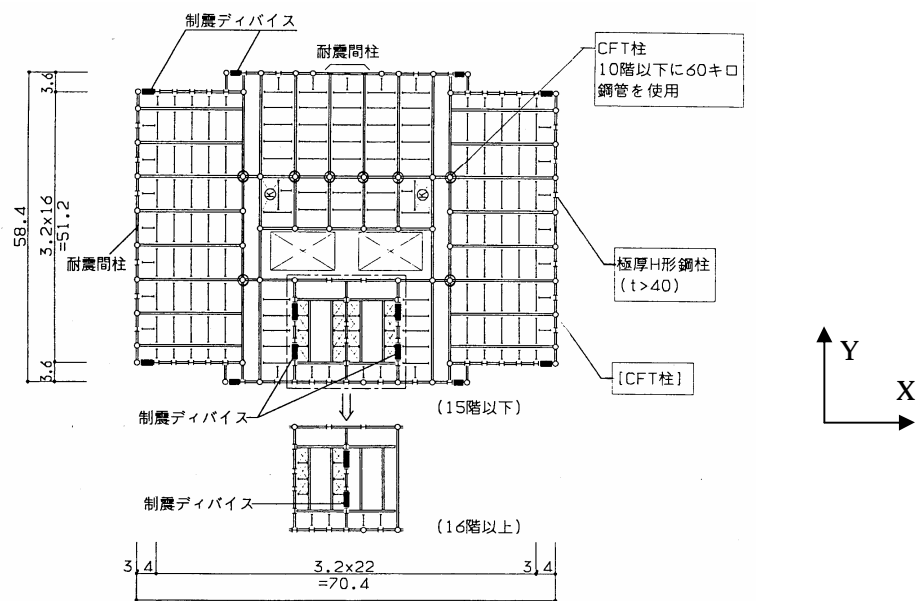


図 3.1 Nビル基準階略伏図

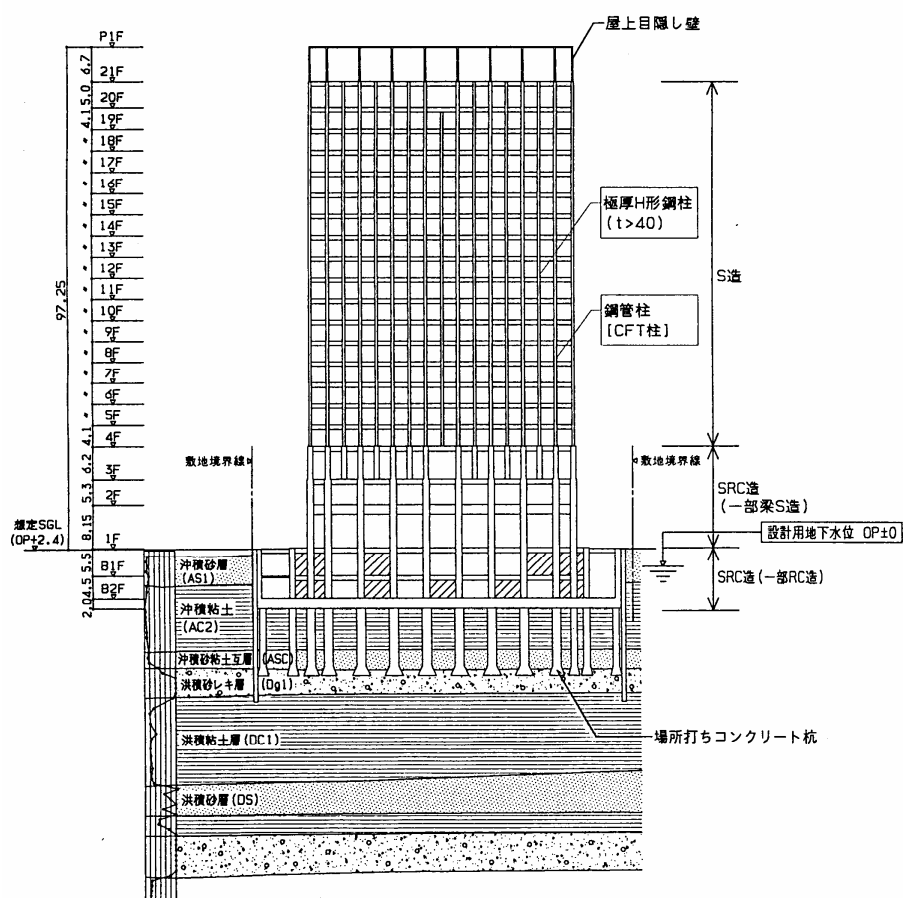


図 3.2 Nビル構造概要図

3.1.2 耐震設計方針

3.1.1 に示したレベル2地震時の目標性能は「大地震時にも主要構造体の損傷を軽微にとどめる」ことを数値目標に置き換えたものである．これを経済的に実現するために、地震エネルギーを早期に吸収する部材として履歴型鋼材ダンパーを各層に組み込み、主架構の損傷をおさえることを目的とした制振構造を採用した．他のエネルギー吸収部材としてはオイルダンパー、粘弾性ダンパーなど速度依存型のダンパーがあり、これらは鋼材ダンパーと比べて小振幅領域から効果を発揮すること、装置の許容ストローク以内であれば繰り返し数に限界がないことという長所を有するが、現状ではコスト面では鋼材ダンパーに劣る．

保有耐震性能は表 3.2 の地震動波形を用いて動的応答解析により確認した．

表 3.2 動的応答解析に用いた地震動波形

地震波		
標準波	EL CENTRO 1940 NS	
	TAFT 1952 EW	
地域波	大阪市域の活断層を考慮した人工地震波 ^{*1)}	OSAKA L1
		OSAKA L2
人工地震波	長周期成分のパワーが大きい人工地震動	ART WAVE 456 ^{*2)}
		建築センター波レベル 1, 2

*1) 「大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会」(会長岩佐義郎氏：京都大学名誉教授、建築構造物小委員会主幹森田司郎氏：京都大学名誉教授)において、上町断層系(仏念寺山断層、上町断層、長居断層)の活動を想定し作成された動的解析用人工地震動波形．

*2) 模擬地震動波形 寺本他「観測地震動の位相特性を用いた設計用人工地震動について(その1～2)」日本建築学会大会学術講演梗概集、(中国) 1990.10.

位相特性として、宮城県沖地震の際に東北大学1階で観測された SENDAI TH030 NS 成分を採用した波形．

3.1.3 鋼材ダンパーの適用による大地震時の損傷制御設計

ダンパーの形状は図 3.3 に示すようにせん断パネルをリンク材とする K 型ブレースとした．

ダンパーの配置を図 3.4, 3.5 に示す．このタイプのダンパーの設置箇所は平面計画的に壁となる部位に限定されるため、配置計画にあたっては、建築計画の初期段階から平面計画と整合させながら構造上有効な位置・箇所数を確保していく必要がある．建築物の使用性からは固定的な壁要素は敬遠され、構造上最適なダンパー量を確保できないケースが多いため、できるだけ効果的な配置とする必要がある．この建物の場合、Y 方向についてはエレベータシャフトの背面に限定されるが、エレベータの着床階が上層の 16 階を境に切り替わることからダンパーの上下方向配置も連層とならず、ダンパー効率を低減させる要因のひとつとなる曲げ変形の蓄積が緩和できている．X 方向のダンパーは建物コーナーに配置された機会室壁面のうち開口が不要な壁面を利用して、主に全体曲げ剛性への寄与率の高い外周架構外端に連層で配置している．これは建物外端柱の地震時付加軸力を制御することも意図したものである．

せん断パネルには低降伏点鋼(降伏点強度 235N/mm²)を用いている．形状は負担せん断

力に応じて表 3.3 に示す 4 種類の長方形パネルとした。既往のパネル単体の実験^{2,20)}から、安定した履歴特性が得られるよう、幅厚比 B/t が 50 程度（一般化幅厚比 1.5 程度）となるようにスチフナを設けている。

また、周辺架構の梁部材については、レベル 2 地震時に端部が曲げ降伏することを許容するが累積塑性変形倍率を 10 程度以下とし、数回の大地震入力による損傷が部材の塑性変形限界以下となるように計画した。

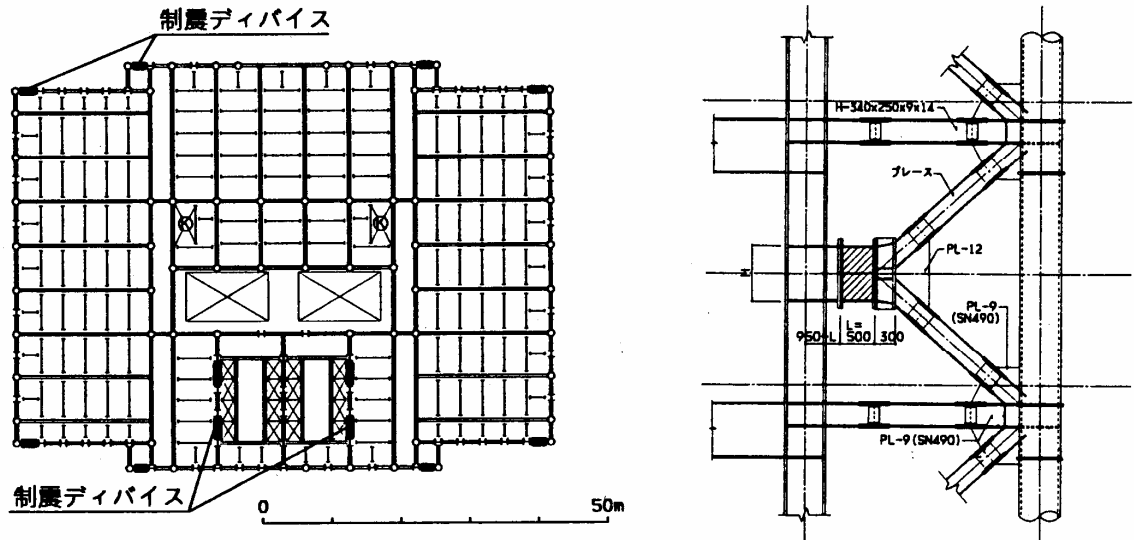


図 3.3 履歴型ダンパーの形状

表 3.3 セン断パネルの形状

階	4-8	9-15	16-17	18-20
パネル 寸法	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin-right: 10px;"> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> <div style="text-align: center;"> PL-9 <div style="width: 10px; height: 100px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin-right: 10px;"> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> <div style="text-align: center;"> PL-9 <div style="width: 10px; height: 80px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin-right: 10px;"> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> <div style="text-align: center;"> PL-6 <div style="width: 10px; height: 60px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin-right: 10px;"> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> <div style="width: 50px; height: 20px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> <div style="text-align: center;"> PL-6 <div style="width: 10px; height: 40px; border: 1px solid black; margin: 0 auto;"></div> </div> </div>

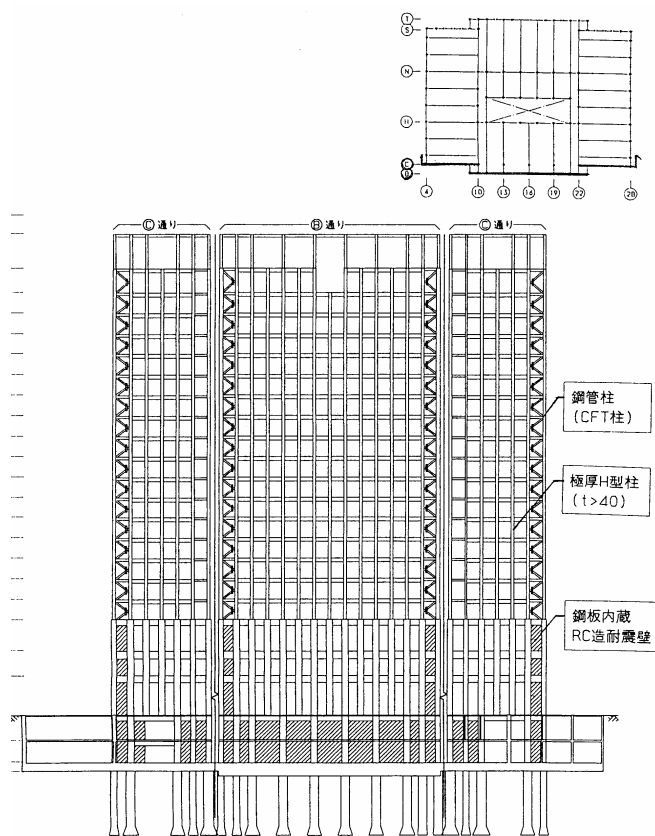


図 3.4 X方向 ダンパー配置

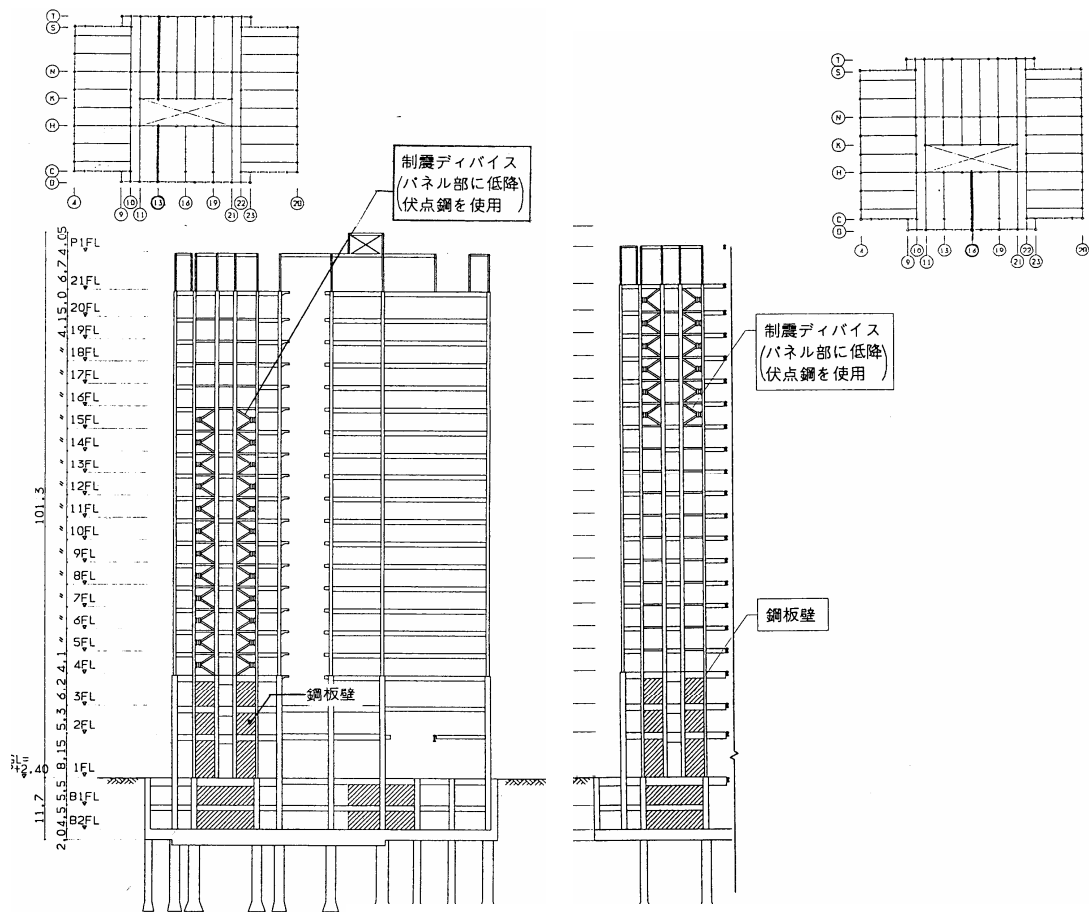
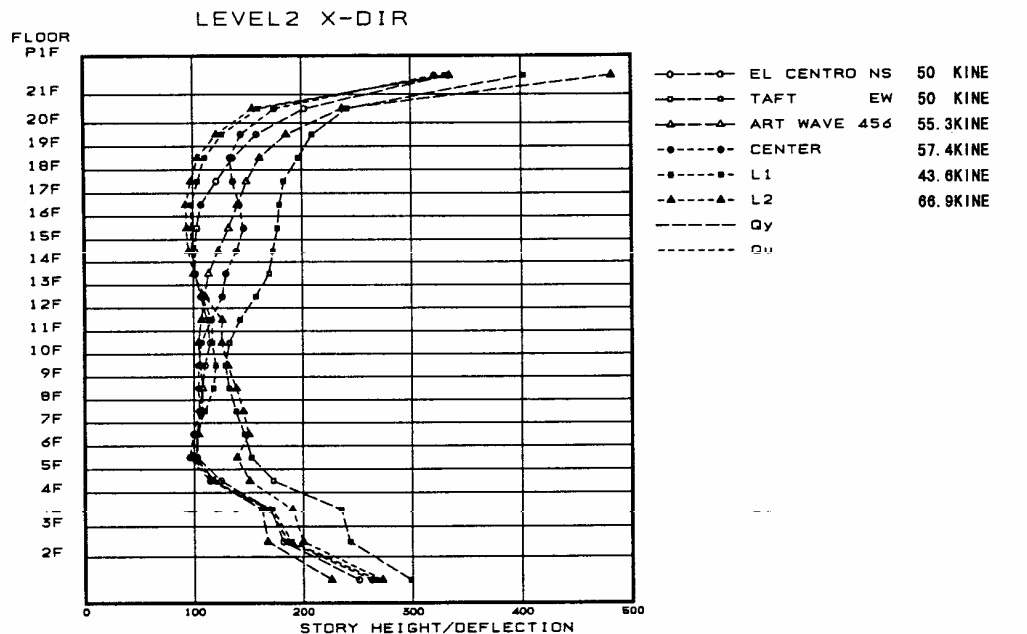
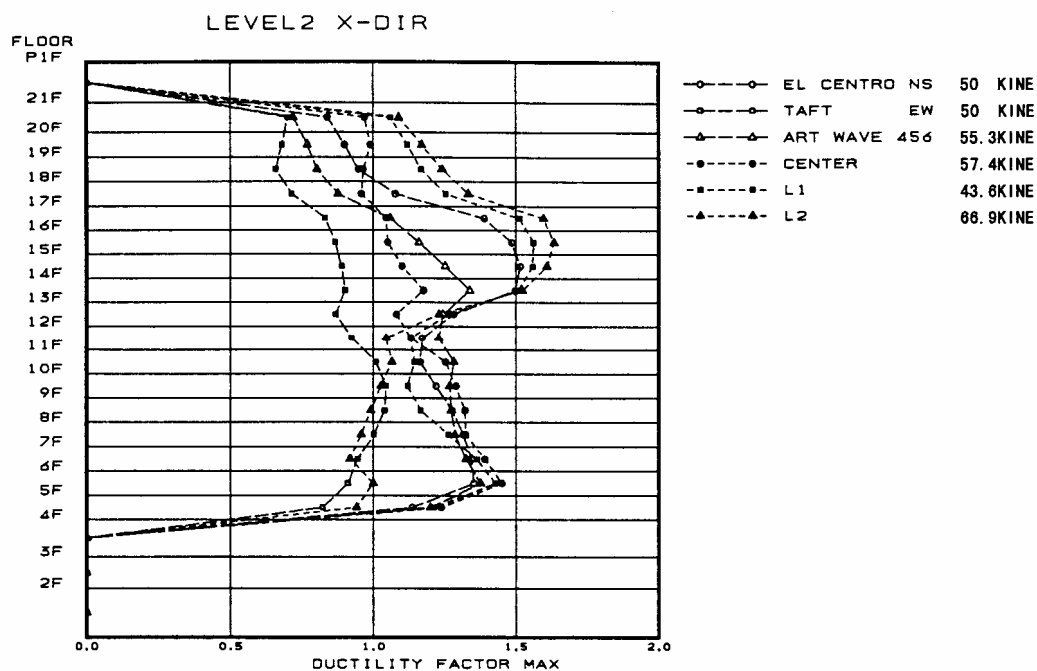


図 3.5 Y方向 ダンパー配置

レベル2地震動時の応答解析結果例としてX方向の最大層間変形角、層の最大塑性率を図3.6に、エネルギー消費の時刻歴の一例を図3.7に示す。層間変形角、層の最大塑性率とも表3.1に示した耐震性能目標を満足している。



1) X方向 層間変形角の逆数



2) X方向 層の最大塑性率

図3.6 レベル2 応答解析結果例

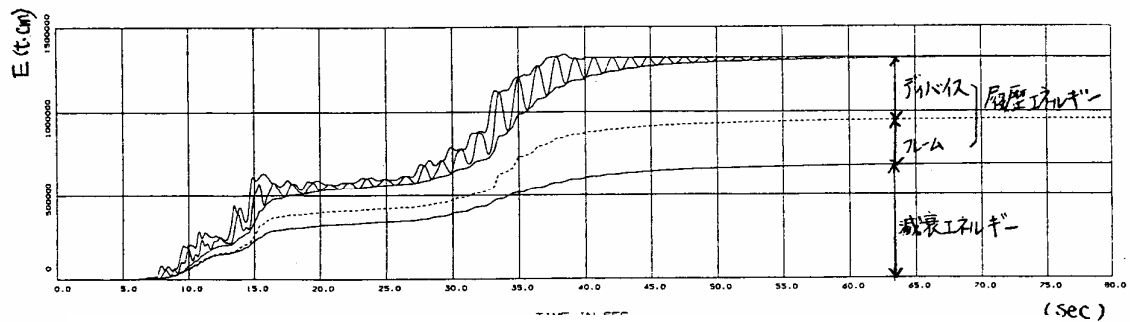


図 3.7 エネルギー消費の時刻歴例（入力 OSAKAL1）

制振ダンパーの降伏レベルは、1次設計用地震荷重の50%、水平力分担率は5~8%である。設計時の地震応答解析によるレベル2地震時のダンパーの履歴エネルギー量は全履歴エネルギー量の50~70%、入力エネルギー量の20~30%程度、パネルの最大せん断変形角は 5.5×10^{-2} rad、累積塑性変形倍率は219であった。エネルギー消費の時刻歴の一例を図3.7に示す。

2.1で示した実大実験は、本建物への採用を前提としたものであり、これらの要求性能を十分満足できることを確認している。

パネル周辺部材と接合部はパネルが最大耐力に達した時点でも弾性であるように設計している。降伏耐力（ $\gamma_y = 136\text{N/mm}^2$ ）に対してパネルのせん断耐力が上昇する要因として設計時に下記を考慮している。

- (1) 材料のひずみ硬化
- (2) ひずみ速度による耐力上昇
- (3) パネル周囲フランジによる枠効果
- (4) 周辺フレームの拘束効果

(1) (2) は既往の研究^{2.19, 3.1)}を参考にそれぞれ1.2倍とした。(3) (4) は図3.8に示す幾何学的非線形を考慮した有限要素解析により算出した。パネルと周辺フレームの剛性耐力比により異なるが、今回使用した範囲ではパネルのせん断耐力の上昇率は γ_y に対して1.55~2.05倍（ $\gamma = 6\%$ 時）となった。図中の破線はパネル単体での解析結果、実線はフレームに組み込んだ状態での結果である。2章に示したように、違いが生ずる要因はパネル周囲フランジによる枠効果がほとんどで、周辺フレームの拘束効果は2%程度とわずかなものとなっている。

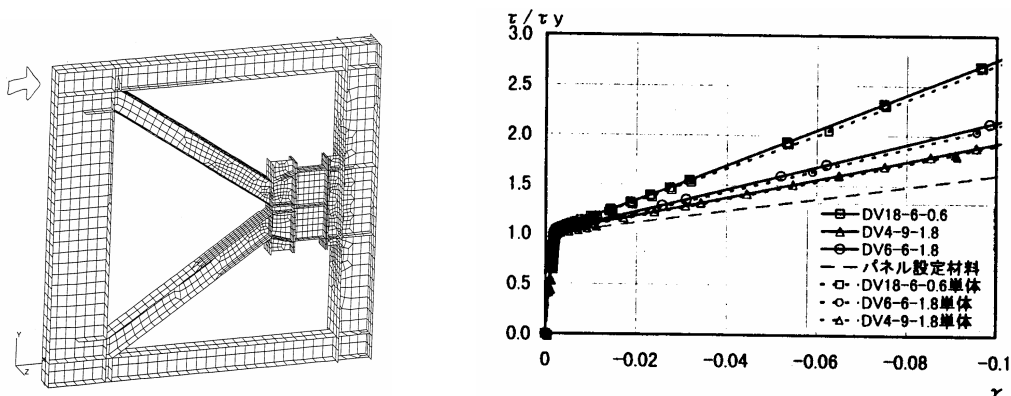


図 3.8 周辺フレームの拘束効果等の検討モデルと解析結果

3.2 高さ約 200m の高層事務所建築（K ビル）における適用

3.2.1 構造性能目標と構造設計概要

本建物は、地下 5 階，地上 41 階，塔屋 1 階，高さ 195.45m の規模を有するオフィスビルである．基準階は、東西約 60m、南北約 38m の長方形の平面形状となっており、南側中央にコアを配して、北側及び東西面にコの字型の執務空間を提供している．

計画上の基本的なコンセプトのうち構造設計に関わるものとして以下を掲げている．

「高機能で信頼性の高い執務空間を提供すること」

「非常災害時においても機能を失わないこと」

これらを、具現化するために、長期荷重に対する安全性に加えて、次に示すような構造性能目標を設定した．

居住性能の観点から、日常的に生じる振動現象に対して、日本建築学会「建築物の振動に関する居住性能評価指針」^{3.2)}に基づき表 3.4 に示す目標性能を設定した．

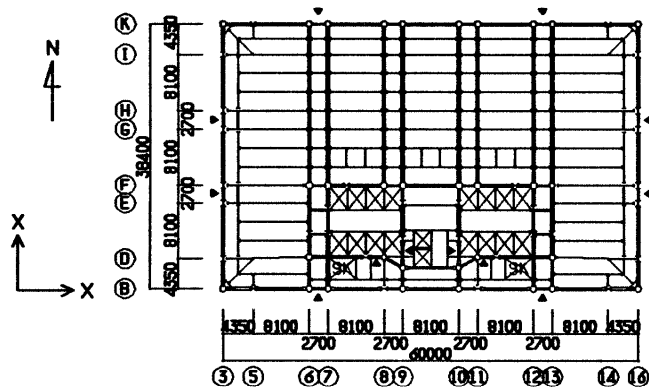
表 3.4 居住性能に関して設定した目標性能

荷重種別	鉛直振動	水平振動
設定外力	歩行時の動荷重	風荷重
性能目標	一般執務室：V - 5 程度 (やや感じる程度)	再現期間 1 年 居室最上部：H - 2 程度 (不快に感じない程度)
	役員室等：V - 3 程度 (ほとんど感じない程度)	再現期間 5 年 居室最上部：H - 3 程度 (不安に感じない程度)

一方、地震・強風など非日常的な荷重に対しては、レベル 1・レベル 2 の 2 段階の大きさの荷重を設定し、それぞれに対する応答目標を設定した．概要を表 3.5 に示す．

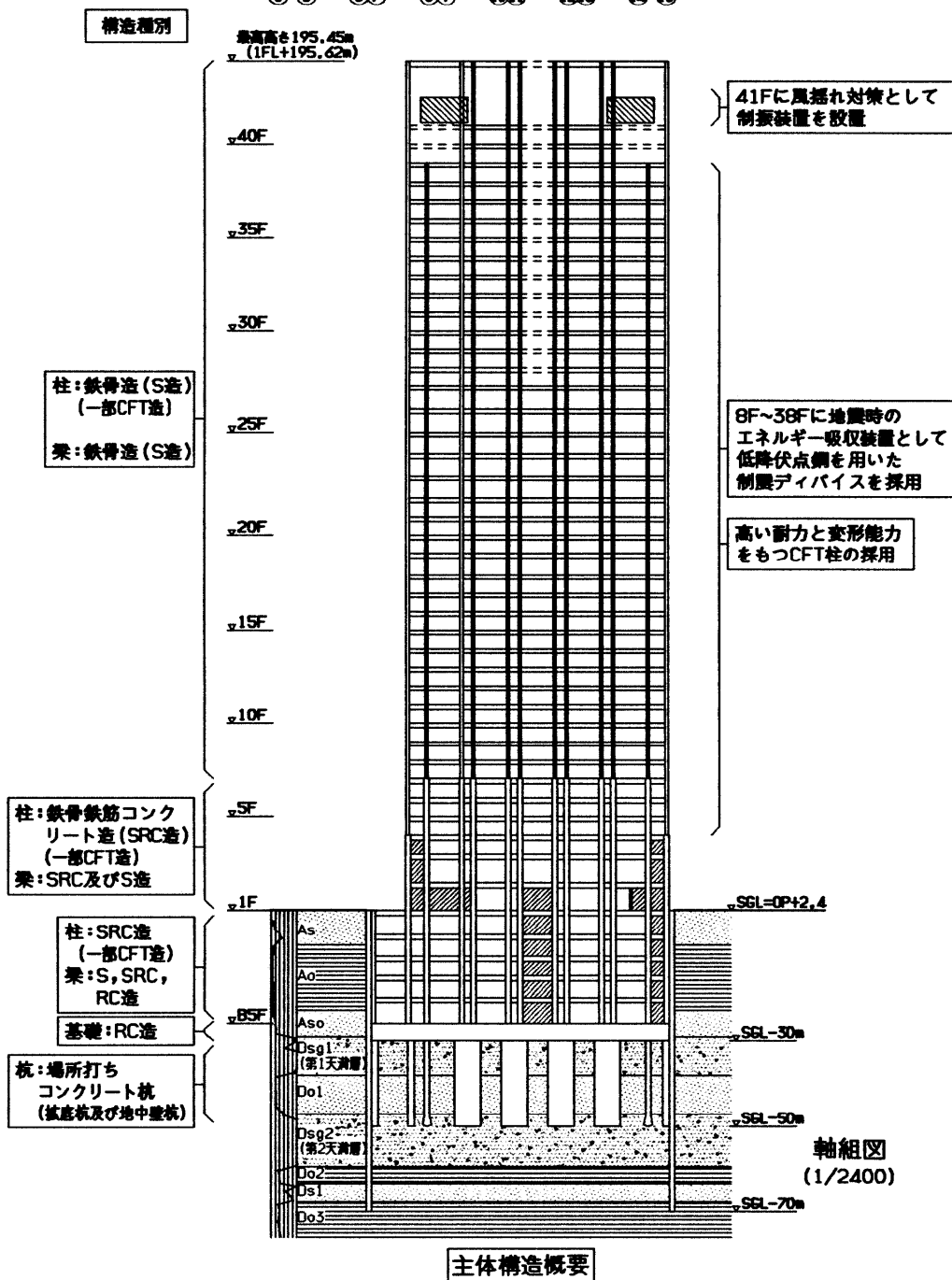
表 3.5 地震荷重・風荷重に関して設定した目標性能

荷重条件		レベル 1	レベル 2
地震荷重	設定	想定外力	地動最大速度 25 kine
		地震規模	地動最大速度 50 kine 他
	応答(性能)	層間変形	中規模地震 (震度 5 程度)
		主体架構	大規模地震 (震度 6 以上)
		鋼材ダンパー a:せん断パネル b:座屈拘束ブレース	1 / 2 0 0 以下 弾性限耐力以下
風荷重	設定	再帰期間 1 0 0 年	一部降伏、最大層塑性率 1.5 以下
		頂部風速	4 6 m / sec 程度
	応答(性能)	層間変形	再現期間 5 0 0 年
		主体架構	5 3 m / sec 程度
		鋼材ダンパー a:せん断パネル b:座屈拘束ブレース	1 / 2 0 0 以下 弾性限耐力以下



▲部 制震デバイス

基準階床梁伏図
(1/1600)



軸組図
(1/2400)

構造概要を図 3.1 に示す。

主な水平力抵抗要素は、2.7m 及び 8.1m の間隔に柱を配置したコア部及び外周架構で、この架構形式が外観デザインを形成している。2 軸曲げ及び高軸力を受ける主要な柱は、コンクリートを充填した円形鋼管柱 (CFT) として、軸方向ならびに水平方向の剛性及び耐力の確保を図った。特に高軸力となる下層部の柱については、高性能 590N/mm^2 鋼及び $F_c=80\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いている。

大地震時のエネルギー吸収を目的として、長期荷重を支持しない短スパン梁の一部に、低降伏点鋼 ($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$) を用いた鋼材ダンパーを制振ダンパーとして配置し、長期荷重支持部材の損傷低減を図る計画とした。

3.2.2 耐震設計方針

我が国における外力条件としては、一般に高さ 200m 付近を境に風荷重が地震荷重を上回る^{3.3)}。本建物は高さが約 195m であり、地震荷重・風荷重の双方が構造設計上支配的な外力となっている。3.2.1 に示したレベル 2 地震時の目標性能は「大地震時にも主要構造体の損傷を無被害または軽微にとどめる」ことを数値目標に置き換えたものである。これを合理的に実現するために地震エネルギーを早期に吸収する部材 (鋼材ダンパー) を各層に組み込み、経済性の向上を図りつつ主架構の損傷をおさえることを目的とした制振構造を採用した。保有耐震性能は以下の地震動波形を用いて動的応答解析により確認した。

表 3.6 動的応答解析に用いた地震動波形

地震波		
標準波	EL CENTRO	1940 NS
	TAFT	1952 EW
	HACHINOHE	1968 NS
地域波	大阪市域の活断層を考慮した人工地震波 ^{*1)}	OSAKA L1
		OSAKA L2
人工地震波	長周期成分のパワーが大きい人工地震動 ^{*2)}	ART WAVE 456

*1) 「大阪市土木・建築構造物震災対策技術検討会」(会長岩佐義郎氏：京都大学名誉教授、建築構造物小委員会主幹森田司郎氏：京都大学名誉教授)において、上町断層系(仏念寺山断層、上町断層、長居断層)の活動を想定し作成された動的解析用人工地震動波形。

*2) 模擬地震動波形 寺本他「観測地震動の位相特性を用いた設計用人工地震動について(その 1～2)」日本建築学会大会学術講演梗概集、(中国) 1990.10.
位相特性として、宮城県沖地震の際に東北大学 1 階で観測された SENDAI TH030 NS 成分を採用した波形。

3.2.3 耐風設計方針

レベル 1・レベル 2 の風荷重に対する主要構造体の応答に加えて、3.2.1 に示したように、再現期間 1 年、5 年の風に対しても居住性能の目標値を設定している。

耐風安全性および居住性については、日本建築学会「建築物荷重指針」^{3.4)}による机上検討に加え、表 3.7 に示す風洞実験を行い、その実験データ及びその結果を用いた動的応答解析により、性能を確認した。

表 3.7 実施した風洞実験

実験項目	実験目的
風圧実験	建物壁面各箇所に作用する風圧の測定を行い壁面の時刻歴の風圧力を把握．
空気力実験	建物全体に作用する空気力を測定し、風による振動の予測・居住性能を評価．
空力振動実験	空力振動実験装置を用い、建物の空力振動性状の把握と空力安定性を検討．

風揺れに対する居住性能を確保するために、建物頂部に制振装置（HMD）を設置することとしている．耐風・耐震性能を併せて確保することが可能な他の手法として、各層に粘性ダンパー等を配置し、耐震性能の向上も併せて図る手法も有効であるが、本建物においては応答性状・経済性の観点からの比較検討の結果、表 3.8 に示すように外乱の大小によって独立した制御方法を採用することとした．また、同表に示すように、大地震時の主架構の損傷を抑える手法として、柱・大梁部材の断面性能を大きくすることあるいは高強度鋼材を使用することが考えられる．これについても比較検討を行った結果、同等の性能を確保することを目標とした場合、履歴型鋼材ダンパーを組み込むことがコスト面で有利なことを確認した．

表 3.8 耐震・耐風性能確保のための構造手法の比較検討

構造手法の組み合わせ		大地震時耐震性能 (レベル 2 最大応答)		強風時の性能	評価	
組み合わせ	コスト差 (億円)	主架構の 最大塑性率	最大転倒 モーメント	建物頂部の 1 年再現風速での応答加速度は、事務室の居住性能評価ランクの H-2 を満足する。	コスト	性能
A 鋼材ダンパー + HMD ^{注 1}	± 0(比較ベース)	1.1 ~ 1.5	535,000tm			
B 粘性ダンパー (HMD なし)	+2.0 ~ 3.5	1.1 ~ 1.4	606,000tm			注 2
C 非制振 (HMD あり)	+2.5 ~ 3.0	1.1 ~ 1.7	700,000tm			
D 高強度鋼使用 (HMD あり)	+2.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	674,000tm			

注 1：HMD：受動型制振装置であるチューンド・マス・ダンパー (TMD) に駆動装置を取り付け、建物および装置の動きをセンサーで感知し、建物の応答を低減させる向きに制御力を発生させる方式の制振システムである．
TMD と比べて、小さな質量で効果的な制御が可能となる．

注 2：手法 A に比べて、振動レベルの小さい領域から効果がある．

3.2.4 鋼材ダンパーの適用による大地震時の損傷制御設計

前述のように、大地震時の損傷制御の目的で、鋼材ダンパーを各層に設けることとしたが、高層建物の場合、架構の変形特性として、特に上層部においては曲げ成分の比率が大きくなり、鋼材ダンパーをコア部分に集中的に配置することは効果的とはならない．本建物の場合、外観デザインとも関連して外周の柱間隔を 2.7m と 8.1m の交互に設定しており、架構の剛性

への寄与が高い短スパン梁の降伏耐力を調整することにより架構全体について適切な降伏せん断力（第 1 折れ点）と第 2 分枝剛性を与えることができる。この目的で、地震時せん断力が卓越する外周架構及びコア廻りの短スパン梁の一部を、せん断降伏耐力を調節した鋼材ダンパーとして、大地震時のエネルギーを吸収させることとした。大地震を数回経験しても主体架構の補修が必要とならないように、レベル 2 地震時のダンパー以外の主体架構の損傷を、層の最大塑性率で 1.5 以下、部材の累積塑性変形倍率で 10 程度以下とすることを目標とした。なお、制振構造は常時荷重の支持部材を早期に降伏させないことが目的であるから、ダンパーとして機能させる梁には常時荷重を支持させない床組み計画としている。

200m クラスの建物の場合、レベル 1 地震荷重とレベル 2 風荷重がほぼ全層にわたって同程度の大きさになる場合があり、レベル 2 風荷重時において鋼材ダンパーを弾性に保つことは、地震時の損傷制御の面からは不合理となる。したがって、本建物ではレベル 2 風荷重時に、鋼材ダンパーが降伏することを許容し、その損傷度合いについて、時刻歴応答解析により確認することとした。これに関しては 3.2.5 で述べる。

一方、鋼材ダンパーは、損傷を意図的に集中させる部材としているので、保有性能の限界に達した場合に備えて取り替えを可能にしておくことが望ましい。本建物では、万一の取り替え時の作業性にも配慮し、設置位置に応じて、せん断降伏型パネルタイプと座屈拘束ブレースタイプの 2 種類のダンパーを採用した。

(1) せん断降伏型パネルの概要

3.2.1 に示したように、常時荷重を支持しない梁のうち、外周架構の短スパン梁の中央部に図 3.10 に示すようなせん断降伏型パネルを組み込んだ。既往の低降伏点鋼せん断パネルに関する研究^{2,12)}によればせん断変形角 1/20 程度までの安定した履歴ループを得ようとする場合、一般化幅厚比（2.1 式）で 1.5 程度の低降伏点鋼が適しており、1000 以上の累積塑性変形倍率が期待できると報告されている。本建物においては、効果的なダンパーとしての梁の降伏せん断耐力は 20～60t 程度である。せん断パネルを用いる場合、その部材重量は接合ブラケットも含めて最大で 100kg 程度となるが、外周部の梁はいわゆる逆梁として床レベルより上に設けているため台車等による取り替え作業が可能である。

(2) 座屈拘束ブレースの概要

梁組み込みダンパーのうち、EV シャフトや天井内の梁部分については、万一の取り替え作業性に特に配慮して、2・3 に示した座屈拘束ブレースを斜材として梁に組み込むこととした（図 3.10）。単体としての座屈拘束ブレースは、図 3.11 に示すように、芯材周囲を 4 ピースの座屈拘束用鋼材で囲い込む構成としている。座屈拘束材はボルト接合で一体化しており、芯材を塑性変形させる鋼材ダンパーとして用いた場合、座屈拘束材を取り外すことにより、大地震後の損傷程度を目視確認できる。また、万一の取り替え時には分解することにより人力運搬が十分可能となる。更に、芯材自体も鋼板の切断加工品で、全体を無溶接で製作できるため、鋼材自体の性能に依存する安定した品質の部材が低コストで製作可能となる利点も併せ持つ。この座屈拘束ブレースの両端の接合部には、添板に一般鋼材の 2 倍以上のすべり係数を有する高摩擦鋼板を用いて接合部をコンパクトにし、ブレース芯材の塑性変形区間をできるだけ確保するようにしている。

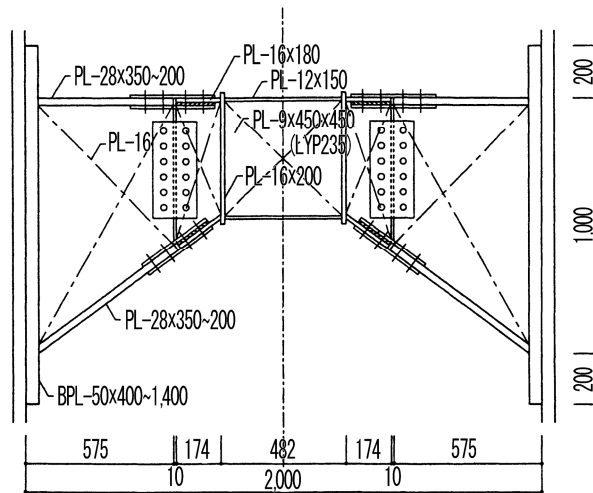


図 3.10 外周短スパン部（せん断パネル組み込み）

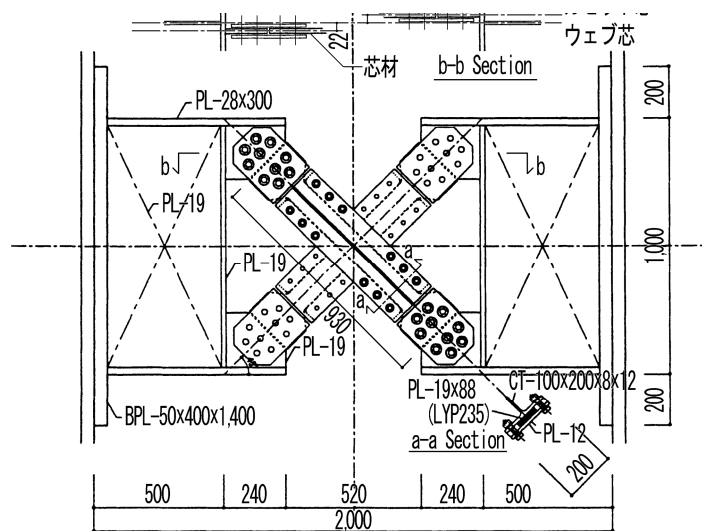


図 3.11 コア周り短スパン部（座屈拘束ブレース組み込み）

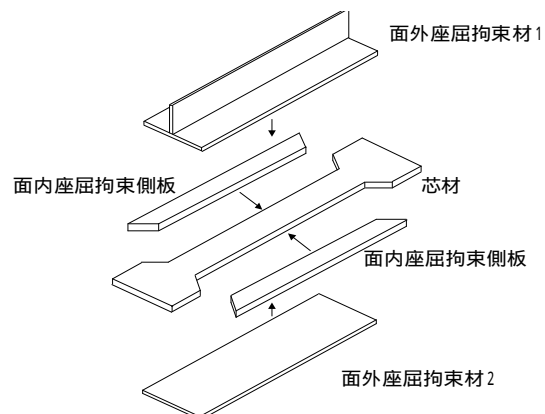


図 3.12 座屈拘束ブレースの構成

これら 2 種類のダンパーの履歴特性と性能については、2.2、2.3 に示した実大実験により確認したものである。

3.2.5 強風時における鋼材ダンパーの弾塑性挙動の把握

ここではレベル2風荷重時に一部降伏する鋼材ダンパーの損傷評価結果の概要を示す。

(1) 風洞実験結果

風洞実験は、(財)日本建築総合試験所のエッフェル型吹出式境界層風洞を用いて行った。実験気流の設定は粗度区分と仮定し、模型は縮尺 1/500 で、周辺計画建物を含む半径 400 mの範囲を再現した。実験項目は表 3.7(p45)に示したものである。今回特に後述の時刻歴応答解析用の風外乱を得る目的で多点(364点)同時風圧測定を行った。

図 3.13 に設計用風荷重分布を示す。図中には、荷重指針値ならびに地震荷重分布を併記している。設計用風荷重は空気力実験結果を元に建物の1次振動モードを対象としたスペクトルモーダル法により、再現期間 100 年、構造減衰 2%の条件のもと設定したものである。

実験に基づき設定した設計用風荷重は、荷重指針^{3,4)}による値に比べ最大で約 40%大きな値となっている。指針で示されているばらつき範囲を考慮しても、指針値が必ずしも安全側の荷重を与えないことに注意を要する。また、レベル2風荷重の主架構の弾性限耐力に対する割合は、X方向で 13~51%、Y方向で 19~88%である。レベル2地震時に効果的にエネルギー吸収するように設定した制振デバイスの降伏耐力はレベル2風荷重を短辺方向および長辺方向の低層部で下回っている。

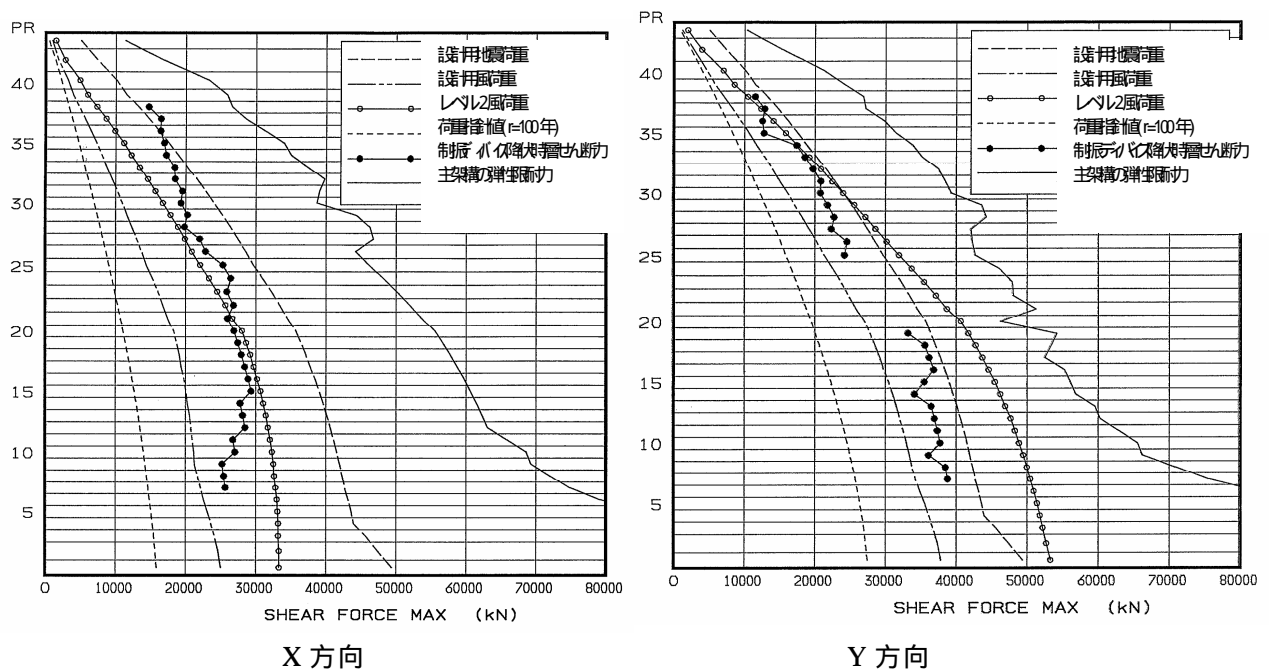


図 3.13 地震荷重・風荷重と鋼材ダンパーの降伏荷重の比較

図 3.14 に空力振動実験結果を示す。空力振動実験は、建物の1次振動モードを近似したロッキング振動模型を用い、減衰定数 $\gamma=1\%$ 、 2% について実験を行った。実験結果は、スペクトル・モーダル法による解析結果と比較的良く一致しており、今回の実験風速域(実風速で最大 80m/s)においては、空力不安定振動の発生は見られなかった。

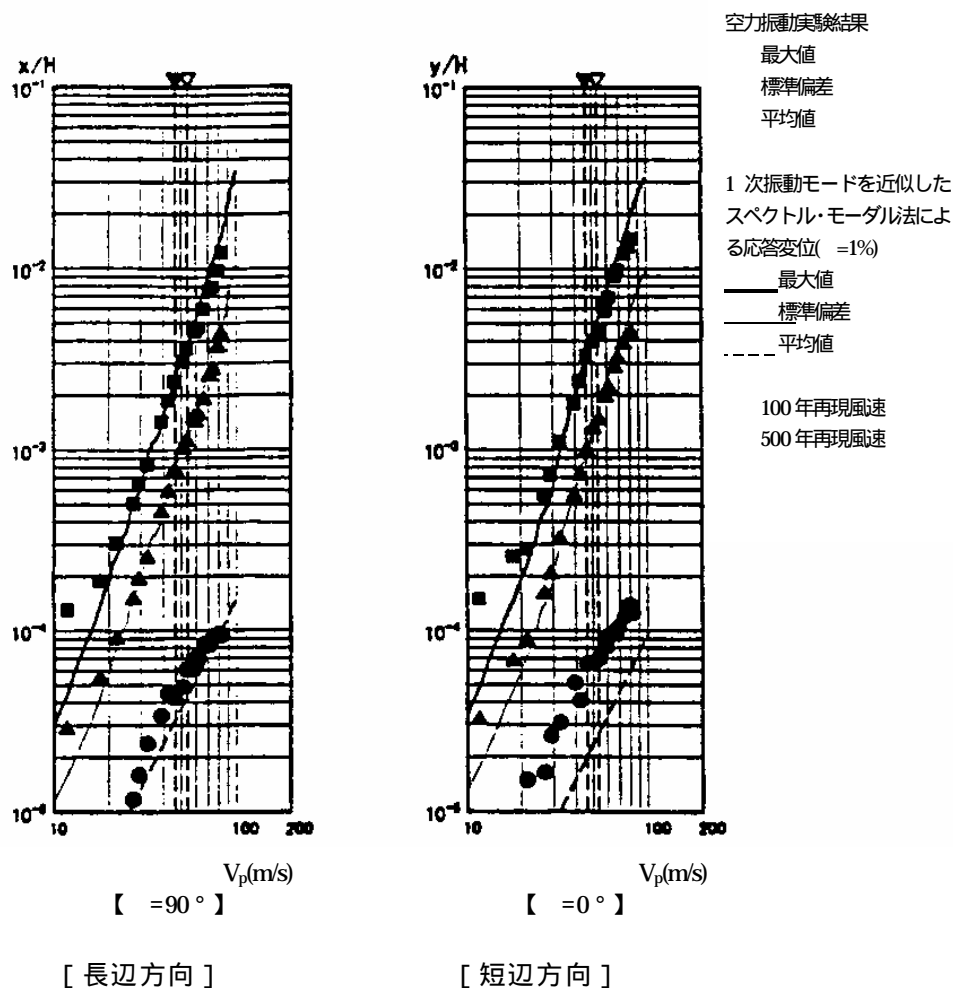


図 3.14 空力振動実験結果

(2) 時刻歴弾塑性応答解析

レベル 2 風荷重時には制振デバイスが一部降伏するため、強風時の制振デバイスの累積塑性変形量を把握する目的で、多点同時風圧測定データから作成した時刻歴層風力を外乱とした時刻歴弾塑性応答解析を行った。解析モデルおよび仮定は、以下のものとした。

解析モデル：1 層 1 質点の 42 質点等価せん断型モデル

復元力特性：制振デバイスの降伏耐力、主架構の弾性限耐力をそれぞれ第 1 折れ点、第 2 折れ点とする Normal Quadri-Linear 型

構造減衰：剛性比例型内部粘性減衰（1 次：2%）

外乱：実時間 20 分の多点同時風圧測定データから作成した実時間 10 分の時刻歴層風力（再現期間 500 年）の検討方向成分のみを各層に入力。時刻歴風力のばらつきを考慮するため、空気力実験データをもとに実時間 5 分 \times 20 個のアンサンブル平均を行ったスペクトルモーダル法による応答結果を代表的な結果とし、等価せん断型弾性モデルによる予備応答解析結果が良

く一致する実時間 10 分の時刻歴風力データを抽出し入力波とした。

継続時間 : 2 時間と仮定^{3.5)}。風向・平均風速の変化がないものとし、10 分間の累積塑性変形量を整数倍し評価

表 3.9 に、鋼材ダンパーの最大応答値を示す。最大応答せん断変形角は、風荷重が最大となる風向角 15° で生じ、累積塑性変形倍率は、変動風荷重がもっとも大きい風向角 0° (風直角方向振動時) で生じる。

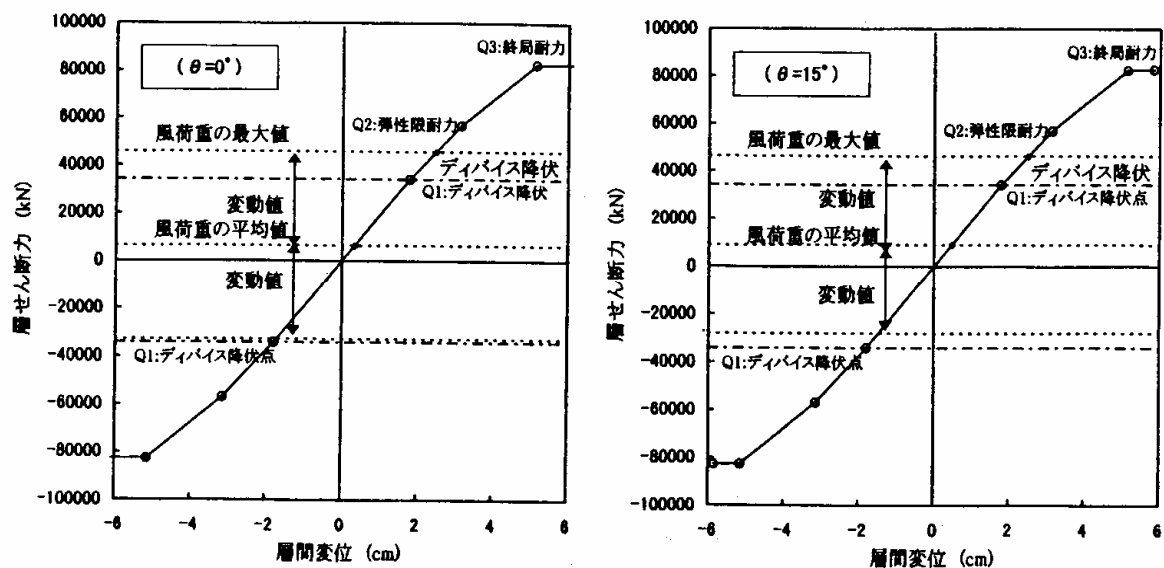
表 3.9 レベル 2 風荷重時の応答値

風向角	最下層最大層せん断力	鋼材ダンパーの最大せん断変形角	鋼材ダンパーの累積塑性変形倍率
0°	47,824kN	1/106 (14F)	70 (14F)
15°	53,312kN	1/72 (14F)	2 (14F)

図 3.15 に 14 階における層の復元力と風荷重の関係を示す。風向角 15° では、風荷重の最大値は大きいが変動風荷重が小さく負側においてデバイスの降伏点に達しないため、累積塑性変形量は小さい。一方、風向角 0° では、最大値は小さいものの変動値が大きい

ため、正負両側で降伏点に達し塑性変形量が累積する。(図 3.16)

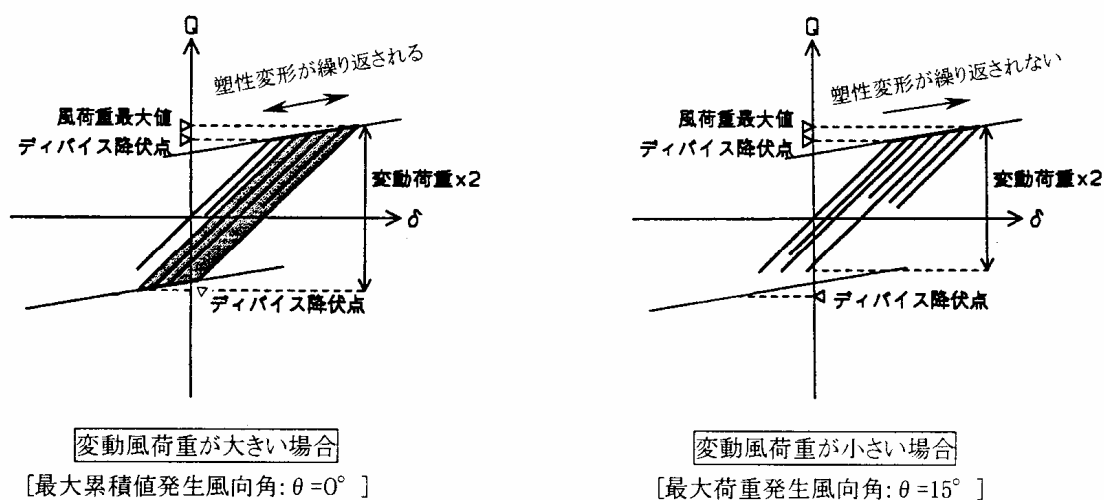
最大せん断変形角で 1/72、累積塑性変形倍率で 70 程度であり、実験により確認した性能保持限界(最大せん断変形角 1/20、累積塑性変形倍率 =800 程度)と比べて十分小さい。



[最大累積値発生風向角: $=0^\circ$]

[最大荷重発生風向角: $=15^\circ$]

図 3.15 14 階復元力特性



3.2.6 モニタリングシステムの概要

鋼材履歴型ダンパーの場合、大地震経験後の残余能力を評価するために、設置後に経験した塑性変形の累積値と、許容値を超える変形があったかどうかを把握する必要がある。この目的で、12,20,28 階の 3 層の代表的なダンパーに、以下の特徴を有する記録装置を設置している。

- ・ 部材の変形量の累積値を抵抗体の抵抗値変化として記憶する。
- ・ 電源を使用することなく変位の測定と累積値の記憶保持を行う。
- ・ 累積値の読みとりは専用テストを接続することにより、確認することができる。また、延長ケーブルを接続することで、離れた場所から確認することもできる。
- ・ 不感帯を設けることにより、部材の弾性変形を検出しないことも可能である。

このほか、地震観測システムとして B5 階、1 階、12 階、21 階、28 階、41 階に加速度計を設置し、強震を経験した場合には、応答シミュレーションによる間接的検証も行えるようにしている。



写真 3.1 機械式累積値記憶型変位計の設置状況

3.2.7 地震観測記録

前述の地震観測システムにより、本建物ではいくつかの地震記録が採取できている．このうち 2004 年 9 月 5 日の東海道沖を震源とする地震時(Mj:7.4)の記録が現在のところ最大の加速度を観測している．ここではこの記録を用いて解析モデルの妥当性を確認した結果の概要を示す．

(1) 固有周期の確認

同日の 23 時 57 分に、X 方向 21 階で 34.2cm/sec²、Y 方向 21 階で 31.4cm/sec² の最大加速度が記録されている．この前後の加速度波形のフーリエスペクトルを図 3.17 に示す．X 方向については、5.26 秒、1.66 秒に、Y 方向については、5.38 秒、1.64 秒に、明瞭なピークがみられ、それぞれ 1 次、2 次の固有周期に対応するものと考えられる．設計モデルの固有周期との比較を表 3.9 に示す．観測記録は小さな振幅領域であるため、設計モデルでは考慮していない外装材や間仕切り壁の剛性が架構の剛性に寄与していると想定され、観測記録による方がわずかに短めの固有周期を示しているが、両者はほとんど一致している．

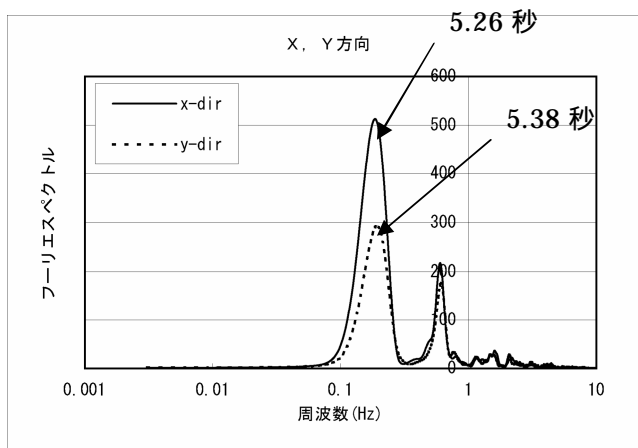


表 - 3.10 固有周期の比較 (単位: 秒)

	X 方向		Y 方向	
	記録波形	設計モデル	記録波形	設計モデル
1 次	5.26	5.34	5.38	5.43
2 次	1.66	2.02	1.64	2.06

図 - 3.17 21 階における地震観測波形のフーリエスペクトル

(2) 解析による応答波形と観測記録の比較

設計モデルで入力位置としている 1 階床位置に、B5 階の観測記録を入力した．なお、図 3.18 に示すように B5 階の観測記録と 1 階のそれはほとんど一致しており、設計時の入力位置を 1 階としたことの妥当性も検証できているといえる．

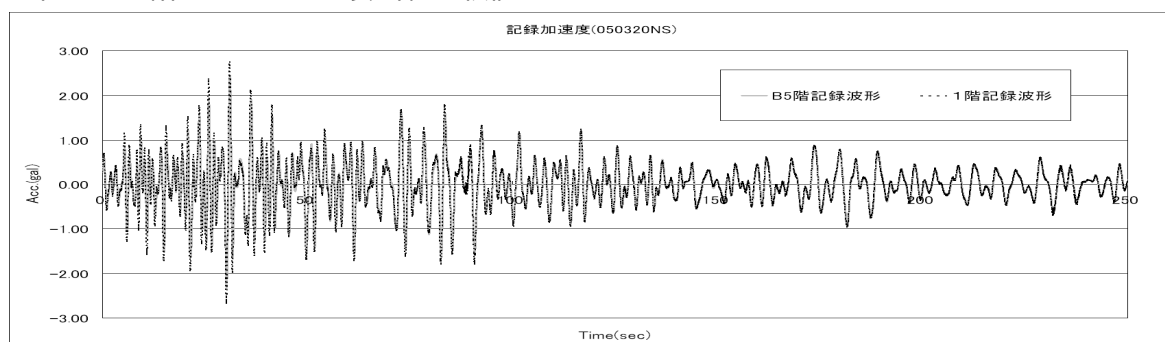


図 - 3.18 B5 階に観測記録と 1 階の観測記録の比較 (2005 年 3 月 20 記録の加速度波形)

ここでは、時刻歴波形を比較するとき一次固有周期のわずかな違いに起因する波形のずれを補正するために、解析モデルの質量を若干調整（X 方向：0.97 倍、Y 方向 0.98 倍）して、観測記録から得られた一次固有周期に合わせたモデルに対する応答波形を示す．図 3.19 に 21 階における Y 方向加速度の時刻歴波形を示す．

1 次固有周期を合わせるために、各階質量を若干調整した解析モデルではあるが、観測記録をよく再現できており、振動解析モデルは妥当であるといえる．

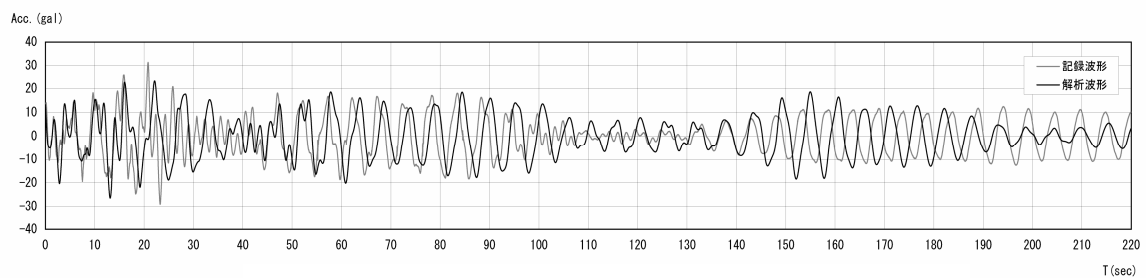


図 3.19 21 階における Y 方向加速度の時刻歴波形

3.2.8 長周期模擬地震動による時刻歴応答解析

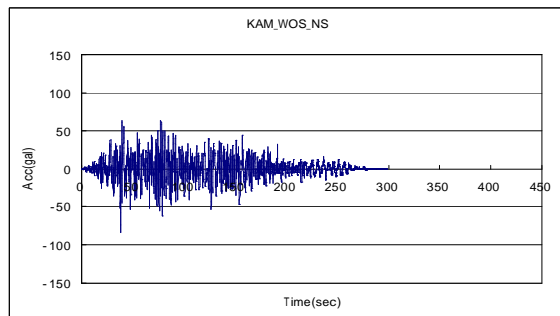
近い将来に発生すると予測されている南海トラフを震源とする巨大地震の際には、長周期成分の卓越した継続時間の長い地震動が発生することが指摘されている．大阪地区では 5 秒前後にパワーを有する地震動の発生が予測されており、この周期帯に近い固有周期を有する構造物を設計する際には、これらの長周期地震動に対する配慮も必要となる．K ビルは一次固有周期が約 5 秒であるから、現在提案されているいくつかの長周期模擬地震動に対する応答性状を検討する．

(1) 検討用地震動波形

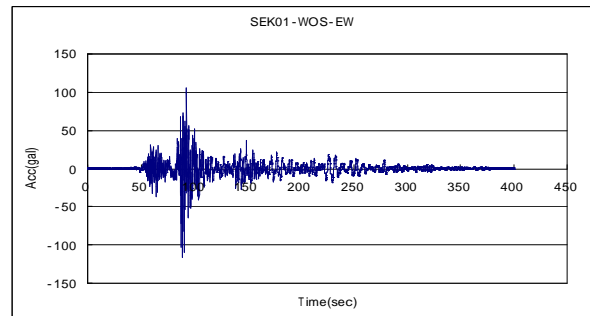
関西地震観測研究協議会・長周期応答 WG において収集および作成者の許諾を得て配布された人工地震動波形の内、表 3.11 に示す 8 波^{3.6)～3.8)}について検討を行った．地震動の加速度波形を図 3.20 に示す．また、設計時に用いた地震動の加速度波形の一覧を表 3.12 に示す．

表 3.11 検討用地震動波形一覧

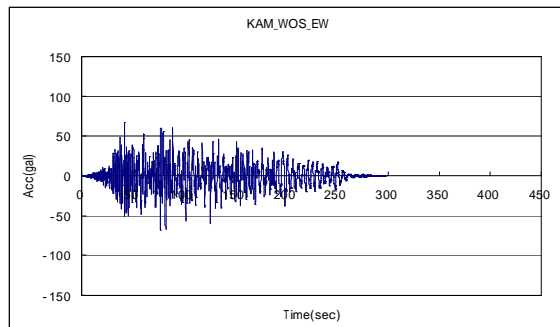
地震動波形名	時間刻み (sec.)	継続時間 (sec.)	最大加速度 (gal)	最大速度 (cm/s)	備 考
KAM_WOS_NS	0.01	297.9	84.9	25.5	釜江波
KAM_WO_EW	0.01	297.9	69.3	24.8	
SEK01_FKS_NS	0.02	400.0	128.8	20.7	関口波 (乱数ケース 1)
SEK01_FKS_EW	0.02	400.0	115.5	29.2	
SEK01_WOS_NS	0.02	400.0	103.1	31.5	
SEK01_WOS_EW	0.02	400.0	116.4	30.0	
TUR_FKS_NS	0.01	327.6	206.5	39.3	鶴来波 (南海 + 東南海)
TUR_FKS_EW	0.01	327.6	149.4	35.7	



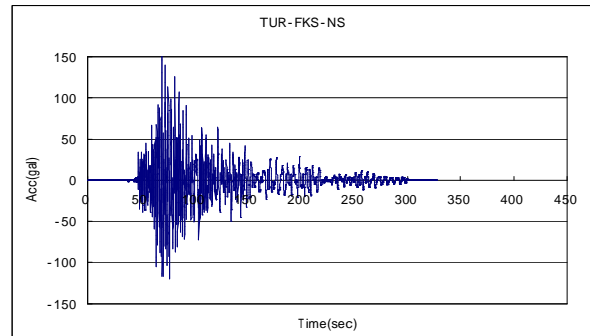
KAM WOS NS 波



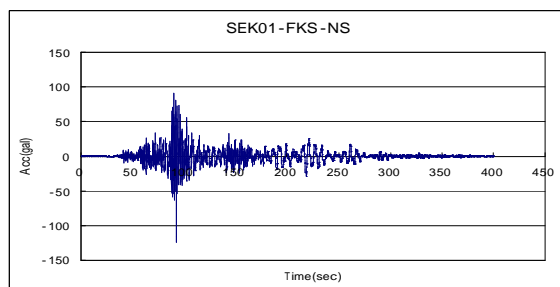
SEK01 WOS - EW 波



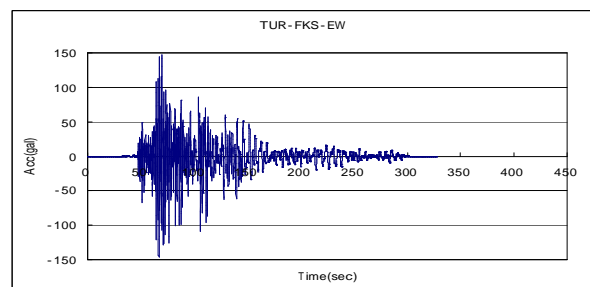
KAM WOS EW 波



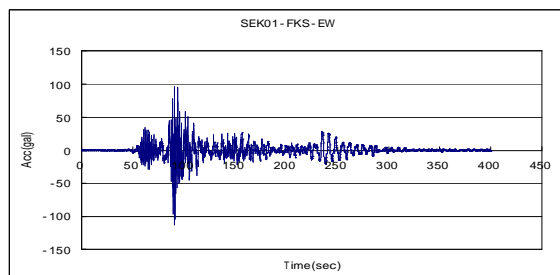
TUR FKS NS 波



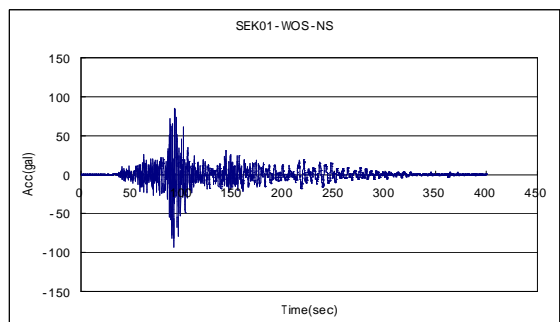
SEK01 FKS - NS 波



TUR FKS EW 波



SEK01 FKS - EW 波



SEK01 WOS - NS 波

図 3.20 検討用地震動波形（長周期模擬地震動）

表 3.12 設計時に用いた地震動波形一覧（参考）

地震動波形名	レベル2地震時 最大加速度 (gal)	レベル2地震時 最大速度 (cm/sec)
EL CENTRO NS 1940	490.0	50.0
TAFT CALIF. EW 1952	500.0	50.0
HACHINOHE NS 1968	334.0	50.0
ART WAVE 456	276.0	52.44
OSAKA L1	219.0	43.55

図 3.16 に検討用地震動波形のレスポンススペクトルを示す．図中には参考に ART WAVE 456 波形のレスポンススペクトルと告示 1461 号に定められた極めて稀に発生する地震動の工学的基盤における加速度応答スペクトルも併記している．作成された模擬地震動は、3 秒以上に大きなパワーを有しているものが多い．

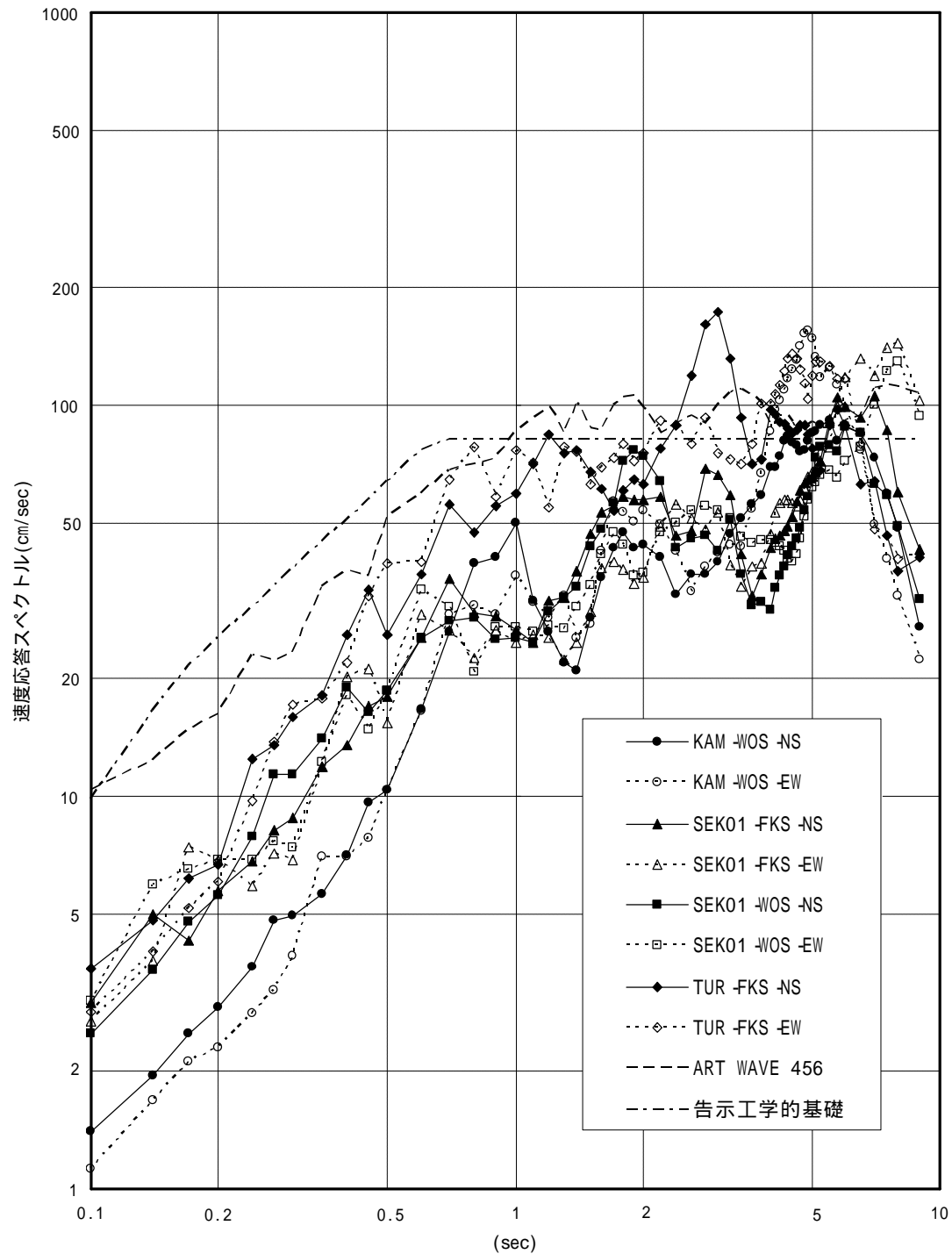


図 3.21 検討用地震動波形のレスポンススペクトル

(2) 応答解析結果

検討に用いた解析モデルは、設計時に作成した地上部の各階を 1 層 1 質点とした等価せん断型モデルで、内部粘性減衰は 1 次の減衰定数が 0.02 の初期剛性比例型としたものである。解析結果を図 3.22～3.26 に示す。

今回検討対象とした模擬地震動群に対しては、最大応答層間変形角が 1/82 と若干大きい場合(TUR-FKS-EW 波)があり、このときの座屈拘束ブレース芯材の最大歪は 3.0%である。また KAM-WOS-NS 波に対しては、一次固有周期に近い地震動が長時間継続することにより履歴型鋼材ダンパーの累積塑性変形倍率が 800 弱と、実験で確認した性能限界に近い値となっている。実験で得た性能限界値は 3%歪の定常繰返しに近い厳しい条件化のものであるため、累積損傷度により評価してみる。ダンパーの累積損傷度を算定するにあたり、文献 3.9)での低サイクル疲労試験により示された Manson-Coffin 則に従って、低降伏点鋼の繰返し载荷に対する歪振幅と破断回数の関係を設定する。最大歪速度 5%/sec における LYP235 の全歪振幅と破断繰返し回数の関係を示す実験式は以下の通りである。

$$\epsilon_t = 184N_f^{-0.67} + 0.47N_f^{-0.077} \quad (3.1)$$

ここに、 ϵ_t : 全歪振幅 N_f : 破断繰返し回数

累積損傷度は Miner 則により、(3.2)式で算定される D 値が 1.0 に達したときにダンパーが破断するものとする。

$$D = \sum (n_i / N_i) \quad (3.2)$$

ここに、 n_i : ある歪範囲 ϵ_i における頻度

N_i : 3.1 式より求められる歪範囲 ϵ_i に対応する疲労寿命回数

ダンパーの累積塑性変形倍率が最も大きかった KAM-WOS-NS 波に対する Y 方向 15 階のダンパーについて上記の手続きで D 値を算定すると、0.11 と 1.0 以下に収まっていることを確認できた。

他の指標である応答層せん断力、主架構の塑性率の点からは、レベル 2 地震動に対する応答目標に概ね納まっており、耐震安全性に特に問題が無いものと判断できる。

なお、外装材は層間変形角 1/80 までは破損・脱落がなく変形追従できることを実験等により確認している。

このように、今回検討対象とした長周期模擬地震動に対して、本建物は一次固有周期が共振周期に近い約 5 秒であるにも関わらず、過大な応答は励起されていない。これは、次の理由によると考えられる。

対象建物は 1999 年の設計であるが、長周期領域においても一定のパワーを有する模擬地震動を設計用に用いていたこと

大地震に対する損傷制御の目的で設けている履歴型鋼材ダンパーの塑性化による付加減衰効果が有効であること。

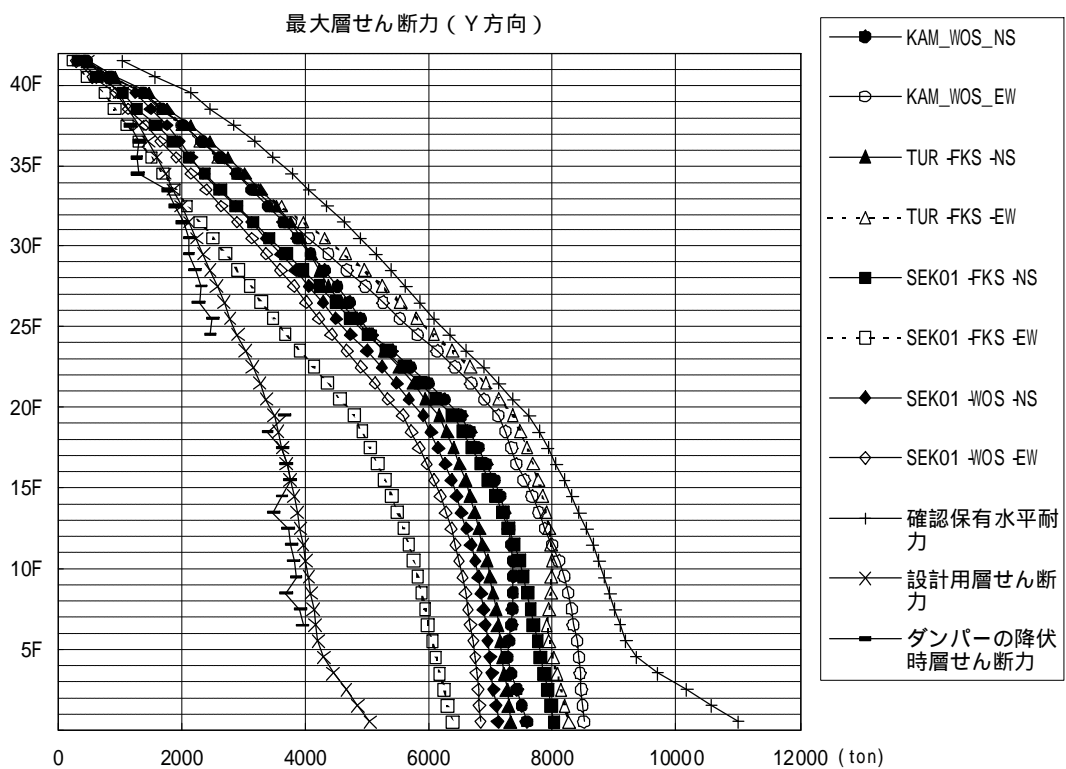
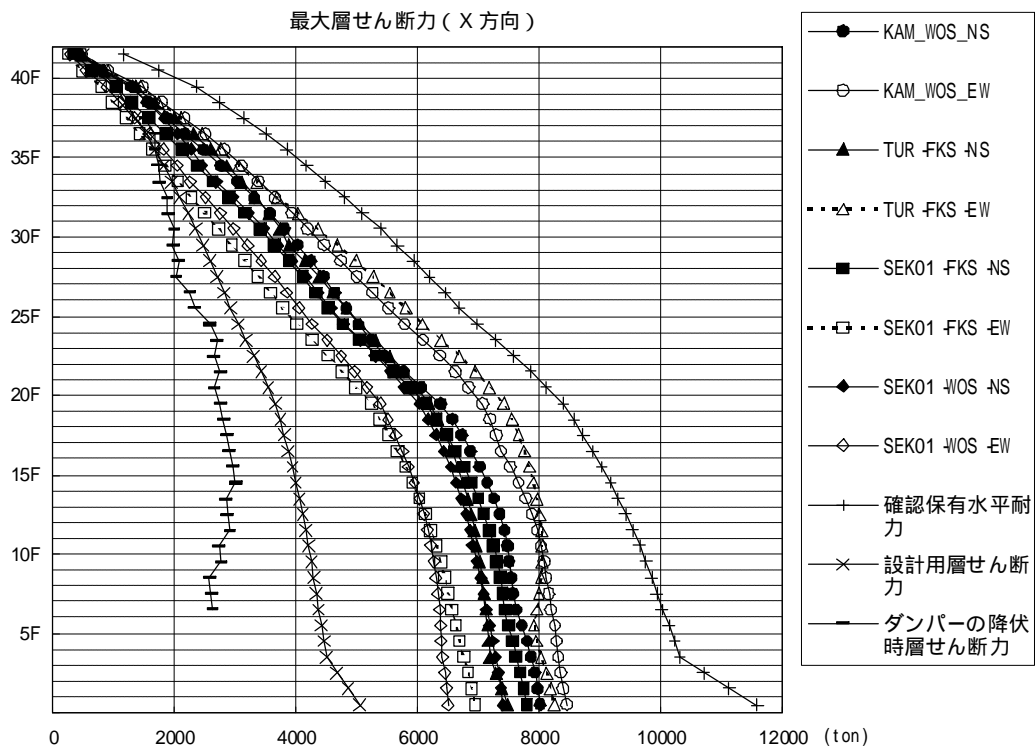


図 3.22 長周期模擬地震動に対する応答解析結果 (最大層せん断力)

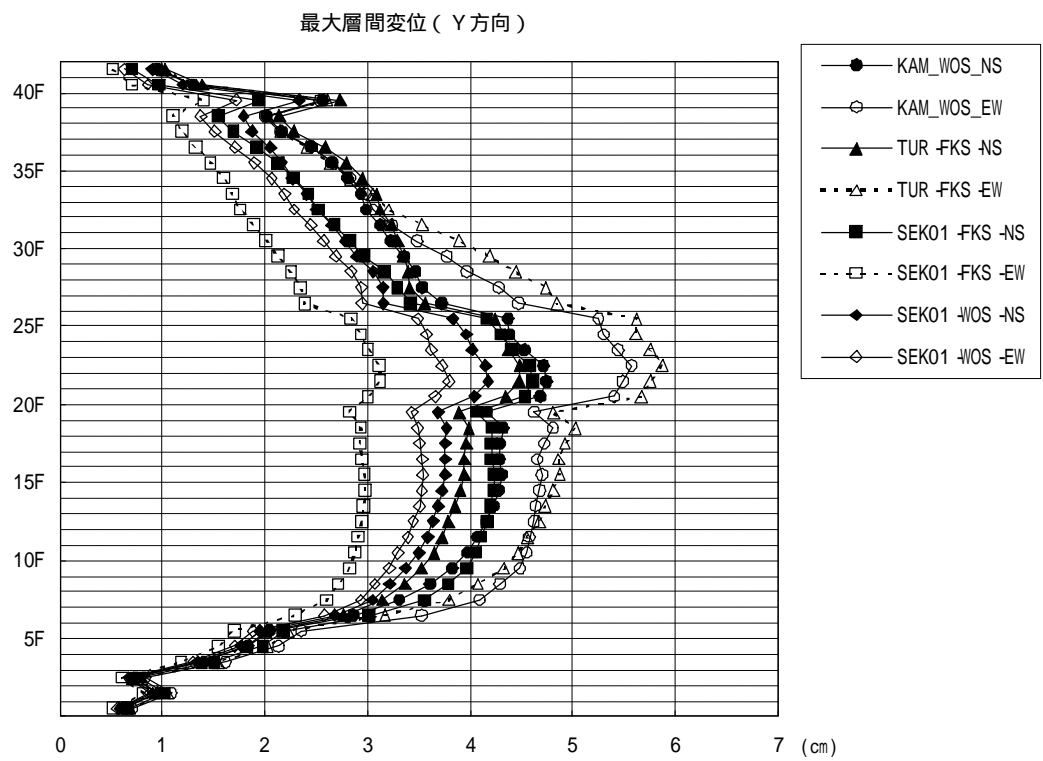
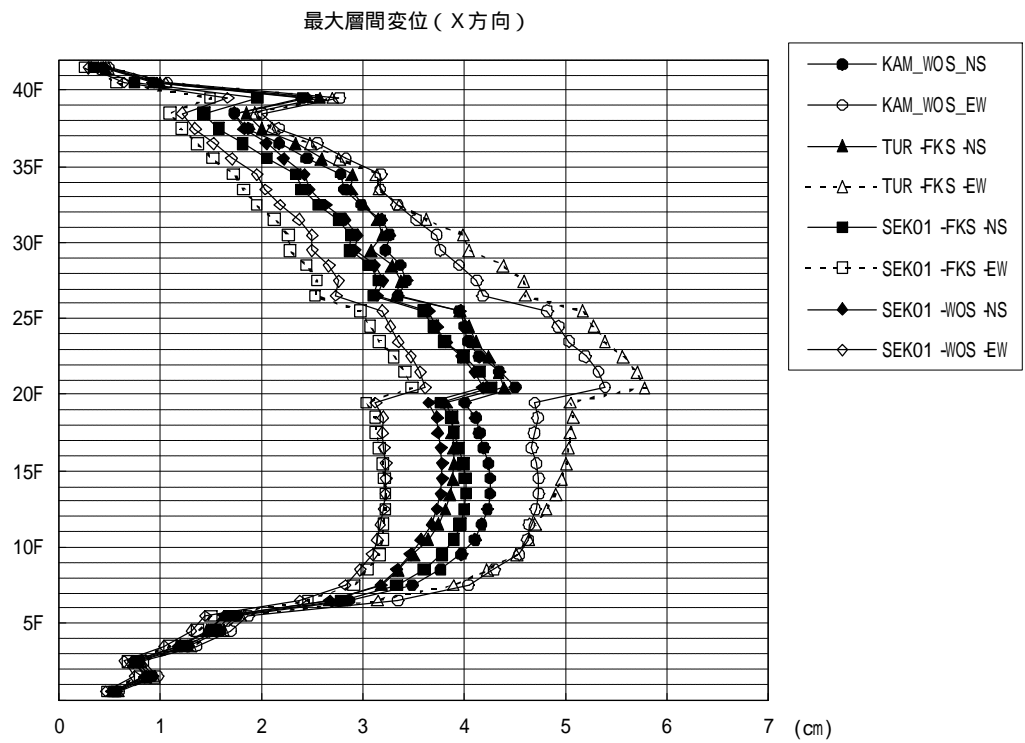


図 3.23 長周期模擬地震動に対する応答解析結果 (最大層間変位)

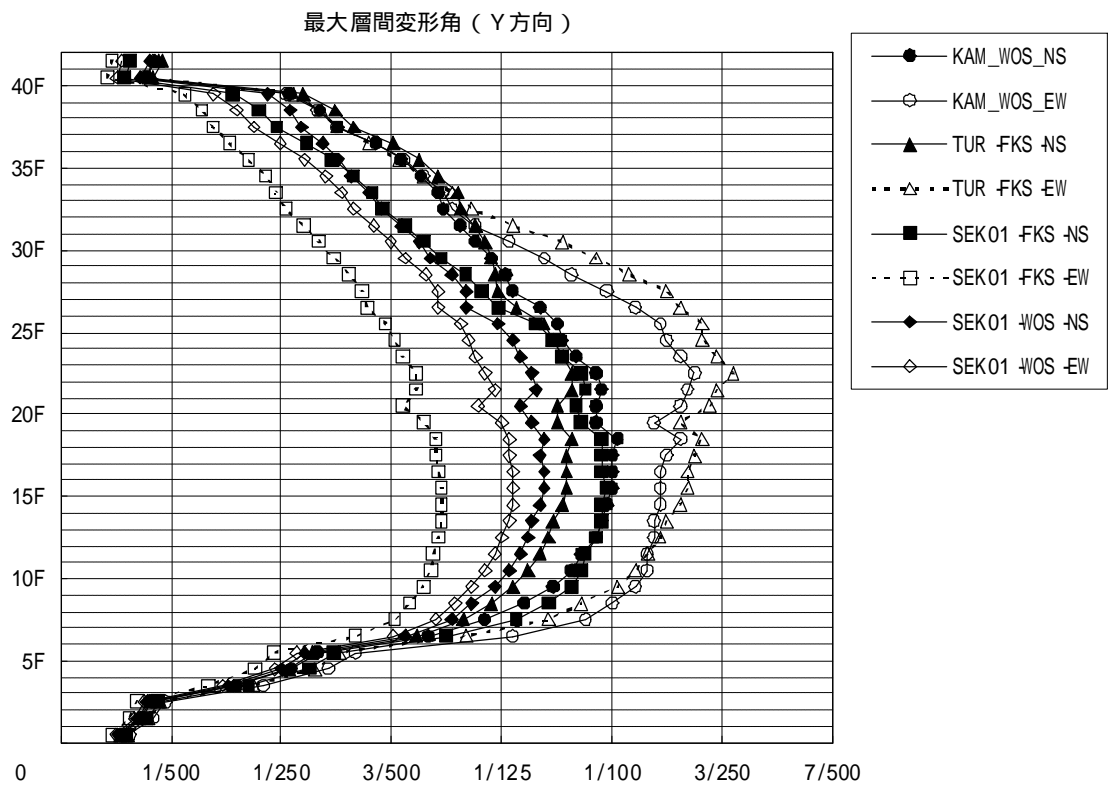
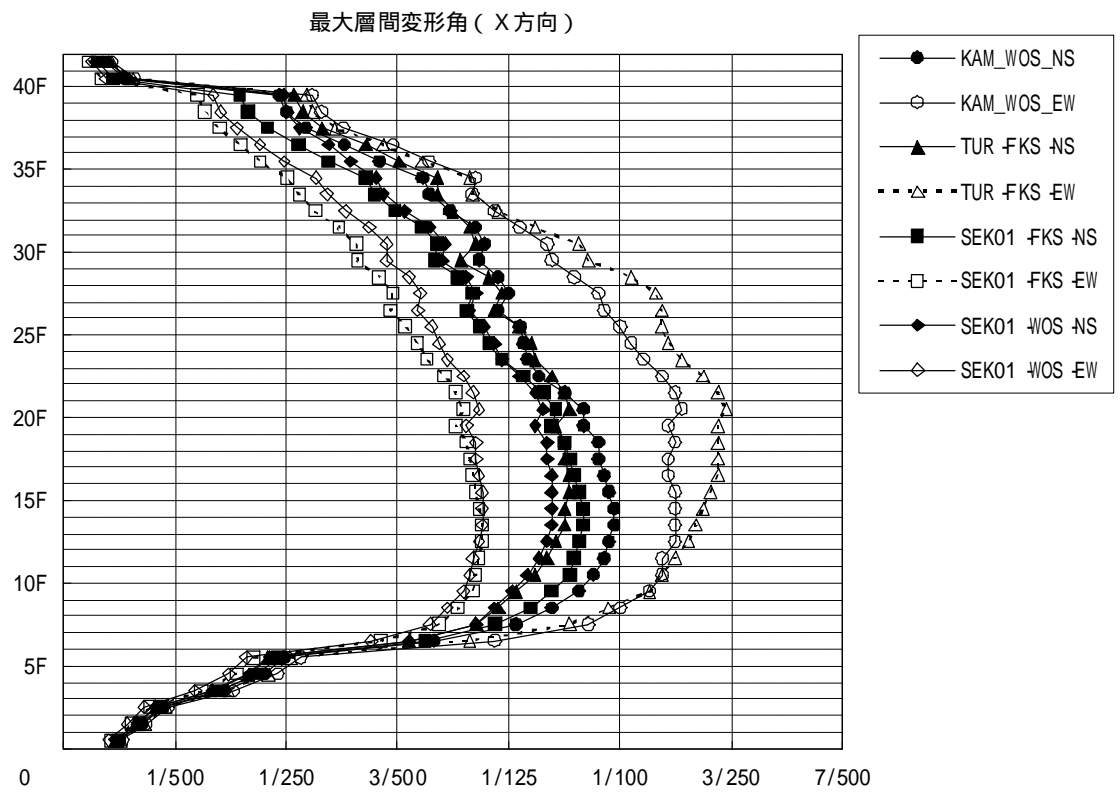


図 3.24 長周期模擬地震動に対する応答解析結果 (最大層間変形角)

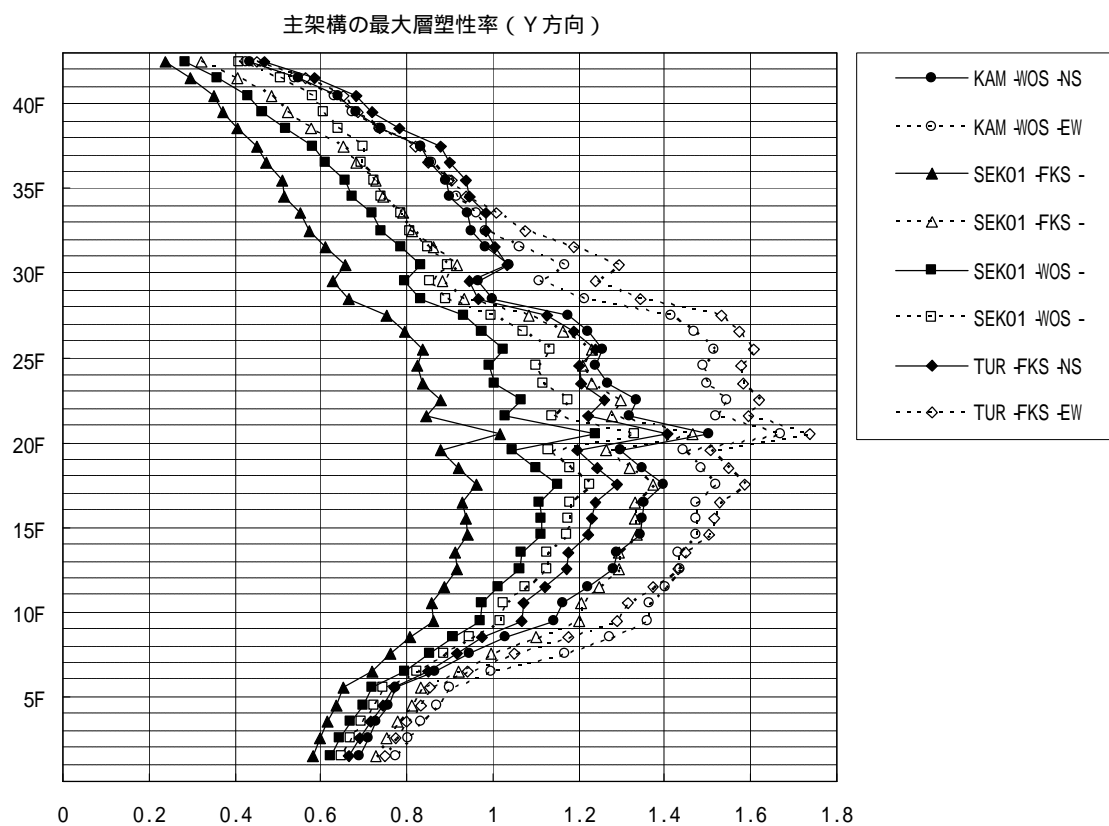
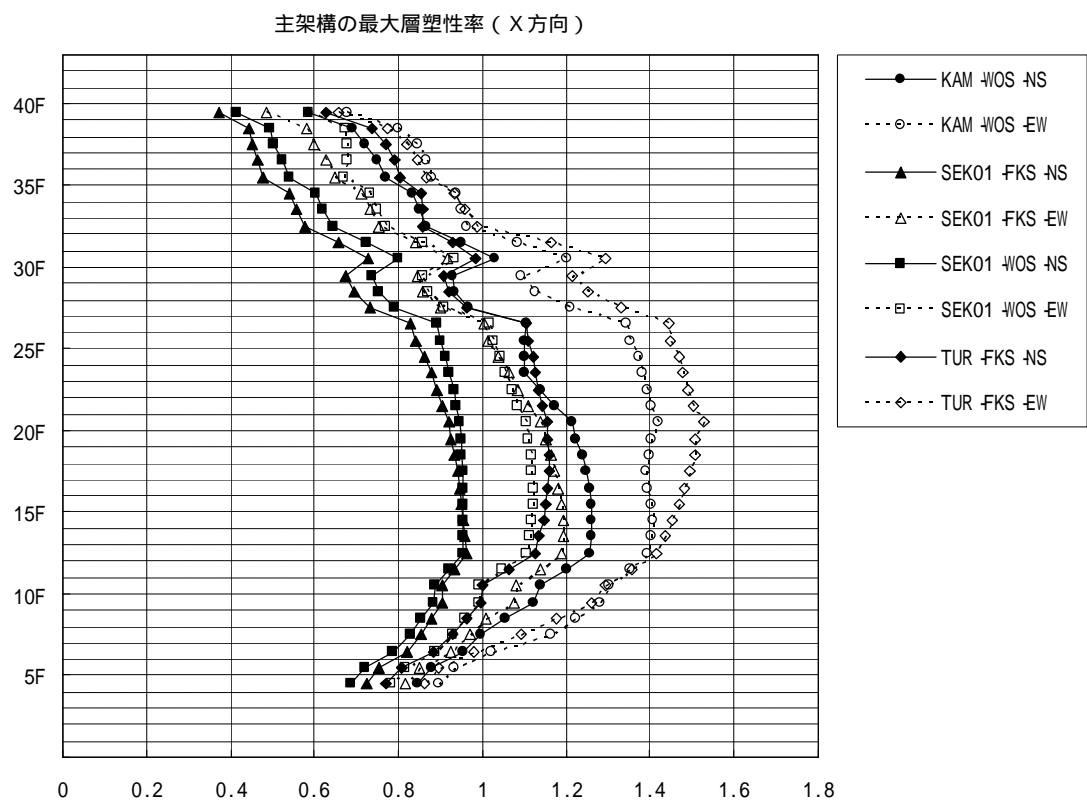


図 3.25 長周期模擬地震動に対する応答解析結果（最大層塑性率）

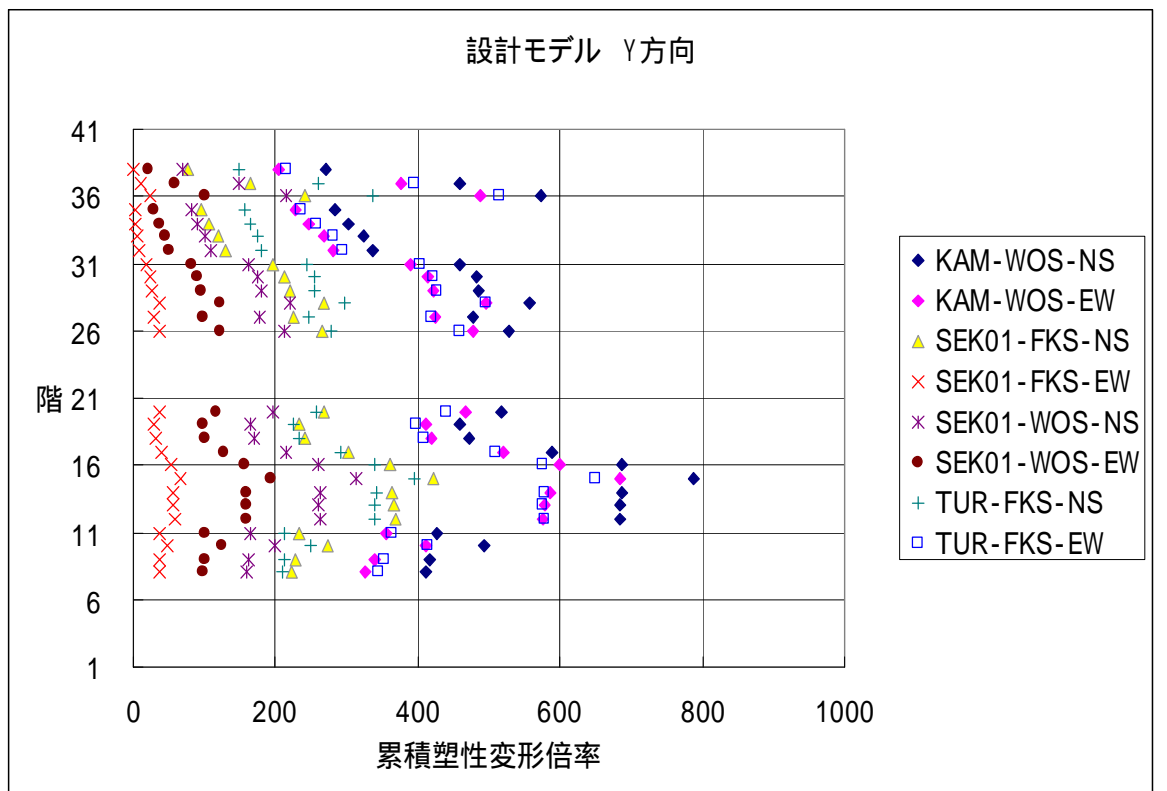
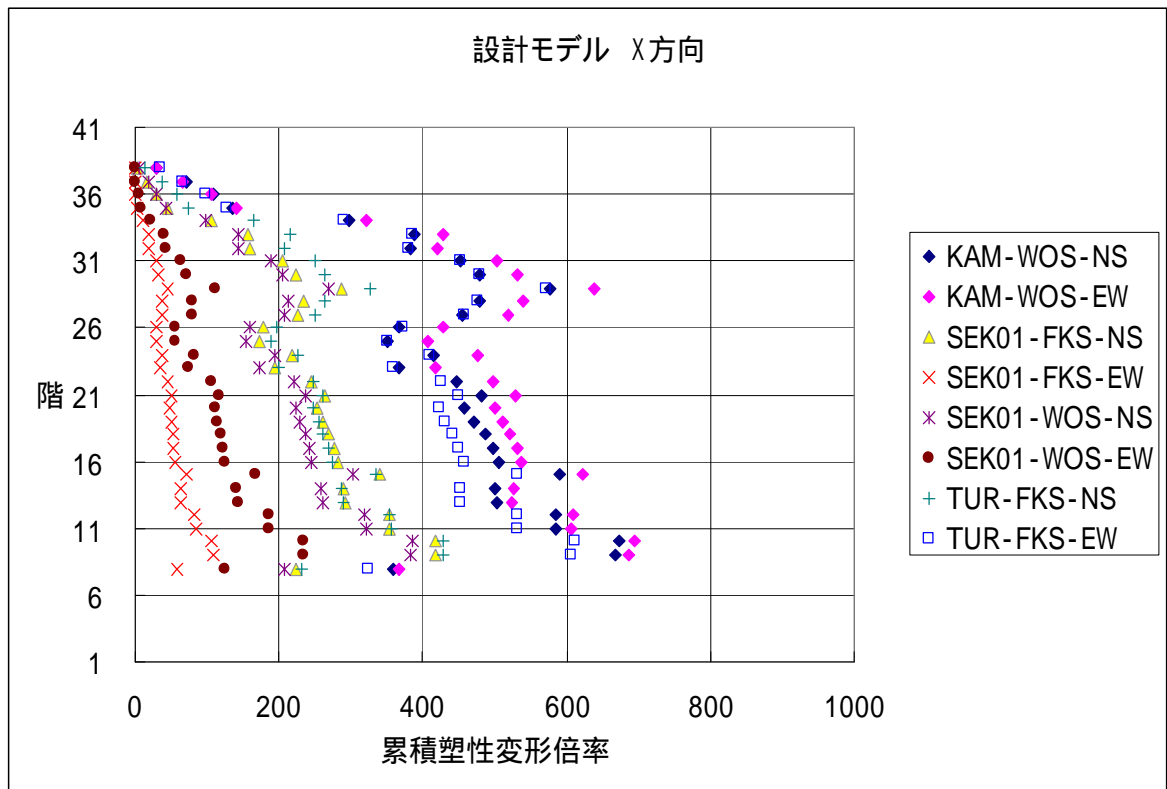


図 3.26 長周期模擬地震動に対する応答解析結果（ダンパーの累積塑性変形倍率）

3.3 高層建築物への適用事例のまとめ

2章の実大実験で履歴特性とエネルギー吸収能力を確認した2種類の履歴型鋼材ダンパーを適用した2つの高層建物の構造計画内容を示した。高さ約100mの高層建物にはせん断パネルをリンク材とするK型ブレースを、高さ約200mの高層建物にはせん断パネルおよび座屈拘束ブレースを組み込んだ梁タイプのダンパーを用いて、耐震性能目標を満足させている。特に、高さ約200mの建物は一次固有周期が約5秒であり、近い将来に発生すると予測されている南海トラフを震源とする巨大地震の際に発生する大阪市域の揺れの卓越周期成分にほぼ一致する。このような指摘を受けて、現在提案されているいくつかの長周期模擬地震動に対する上記建物の応答性状を検討した。この建物は1999年の設計であるが、長周期領域においても一定のパワーを有する模擬地震動を設計用に用いており、また大地震に対する主架構の損傷を抑制する目的で履歴型鋼材ダンパーを設置していた。その結果、今回検討に用いたいくつかの長周期模擬地震動に対しても過大な応答は励起されず、当該建物が保有する耐震性能は高いことを確認した。

<参考文献>

- 3.1) 前田泰史、中田安洋、鈴木孝彦、岩田衛：軸降伏型履歴ダンパーの機械的性質に及ぼす歪速度の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998.9.
- 3.2) 日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説、1991.4
- 3.3) 田村幸雄：超高層建築物の耐風設計の現状と制振装置、JSSC No.32 1999
- 3.4) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、1993.6
- 3.5) 成原弘之、泉満、浅見豊：「風荷重に対する高層鋼構造骨組の疲労設計」日本建築学会構造系論文報告集第465号、1994.11
- 3.6) Kamae, K., H. Kawabe, and K. Irikura: Strong ground motion prediction for huge subduction earthquakes using a characterized source model and several simulation techniques, 13th WCEE, 2004.
- 3.7) 「地震防災フォーラム'05 - 来るべき南海，東南海地震に備えて(3)」、関西地震観測研究協議会主催、2006年1月
- 3.8) 鶴来雅人，趙伯明，Petukhin Anatoly，香川敬生：南海・東南海地震の大阪府域における強震動予測，構造工学論文集，Vol.51A，pp.501-512，2005．
- 3.9) 佐伯英一郎、杉沢充、山口種美、望月晴雄、和田章：低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第472号、1995.6

4 . 履歴型鋼材ダンパーを用いた制振構造の中低層建築物への適用可能性

4.1 制振構造の中低層建築物への適用状況

1994 年のノースリッジ地震に続いて 1995 年に兵庫県南部地震が発生し、大きな被害を目の当たりにして、大地震に対する建物の機能維持・財産保全を実現するための損傷制御設計^{4.1)}の考え方が改めてクロズアップされた。萌芽期にあった免震構造が高い耐震性能を確保するための切り札として脚光を浴び、兵庫県南部地震後の 1 年間で、それ以前の 10 年間に設計されたのと同数の免震建物が設計されるという状況に至り、以降毎年 150 棟前後の免震建物が誕生している。

一方、制振構造についてみると、日本建築センター等で評定を取得した超高層鉄骨造（CFT 造を含む）では制振ダンパーを組み込んだものが年々増加しており、平成 11 年度にはその割合が 90%を超えている^{4.2)}。もはや超高層建築を経済的に設計するための常套手段となった感がある。使用されるダンパーは粘性型ダンパー、履歴型ダンパーに大別できるが、低降伏点鋼等による鋼材履歴型ダンパーが多用され、70～80%を占めている。耐震設計の目標を「建物に地震により投入されるエネルギーを効果的に吸収し、柱や梁などの主体構造の損傷を可能な限り小さくする」としたとき、免震構造も制振構造も同じ目標に向かうものであり、洗練されてきた各々の技術を選択し、時には複合させることにより多様な耐震計画が可能となってきた。

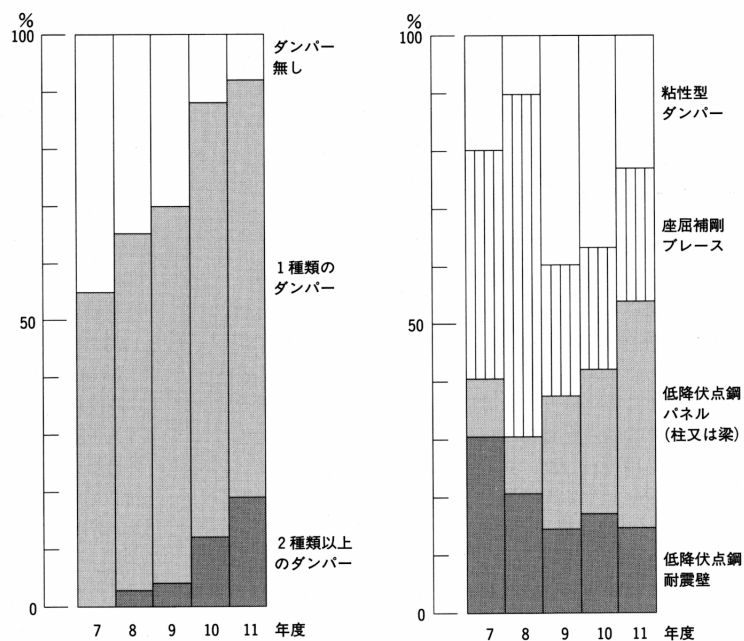


図 4.1 超高層鉄骨増に占める制振構造の割合 図 4.2 制振構造の各種ダンパー割合
(日本建築センター評定取得物件 いずれも文献 4.2 による)

今後、高層建物に限らず、中低層建物においてもエネルギー吸収部材を組み込んで耐震性能を向上させる設計が着実に普及するものと期待できる。

しかしながら、適用される建物の規模に着目した場合、免震構造は建物の規模に関わら

ず採用されているのに対し、制振構造は建物高さ 60m を超える高層建築物に数多く採用されているものの、中低層建築物への採用は極めて少ないのが実状である。これは、制振構造の効果を適切に評価し、積極的に設計に盛り込むには、現状では動的応答解析による検証が最も適しているが、動的応答解析により構造安全性を確認しようとする、通常の建築確認手続き以外に特別な審査（国土交通大臣の認定）を受ける必要が発生することに起因する。すなわち、建物高さが 60m を超える場合は、建築基準法上動的応答解析が必須となるため、制振構造の採用にあたっての手続き上のさらなる制約はなく、逆に建物高さが 60m 未満の場合には、制振構造の採用のために大臣認定取得という手続きが増えることが敬遠され、その結果採用される建物規模（高さ）に歴然とした差が生じているものと考えられる。

一方、免震構造の場合は、基本的に建物規模による手続きに差異はないため、応答加速度の低減等の耐震性能向上という付加価値が評価された場合には、規模に関わらず採用されている。

ここでは、以上のような現状を踏まえて、今後の制振構造のさらなる展開の可能性を明らかにすることを目的として、現状では建築確認の手続き上の理由により採用が敬遠されている中低層建物への適用可能性を具体的に検討する。

4.2 中低層ダンパー付骨組の試設計と地震応答解析

4.2.1 試設計建物の設計方針

ここでは、対象建物として中低層鋼構造建物として一般的と考えられる下記の3種類の建物を採り上げる。

- ・ 5階建 物流倉庫
- ・ 5階建 病院
- ・ 3階建 学校

これらの各建物について、次の手順により制振構造の効果を検討する。

構造特性係数 D_s が 0.25 または 0.30 となる部材構成により、純ラーメン骨組（フレームモデルと称する）を設計する。この時、現行耐震設計基準に適合する範囲で、極力経済設計を行う。

フレームモデルに履歴型ダンパーとして座屈拘束ブレースを組み込み、保有水平耐力がフレームモデルの必要保有水平耐力と同等となるような履歴型ダンパー付骨組（ダンパーモデルと称する）を設計する。履歴型ダンパーとして座屈拘束ブレースを選んだのは、解析上モデル化が容易であることによる。なお、ダンパーモデルの柱・梁・接合部パネルで構成される部分をフレーム部分、座屈拘束ブレースとそれを支持する部分をダンパー系と称する。フレームモデルの断面が1次設計の変形制限で決まり、保有水平耐力が過剰となる場合、ダンパーモデルの保有水平耐力はフレームモデルの必要保有水平耐力を目標とする。ダンパーにより保有水平耐力が負担される分、柱梁断面を減少させる。この時、部材ランクは変わらないようにする。なお、ダンパーの水平力分担率にかかわらず、 D_s の割り増しは行なわない。

両骨組の地震応答解析を行い、動的応答性状ならびに構造コストを比較する。

各建物に対する共通の設計方針および設計条件は下記のとおりである。

- (1) 柱は角型鋼管、梁はH形鋼とし、柱・梁の部材ランクはFA又はFBとする。
- (2) 横補剛等は適切に行われているものとして、梁の全塑性モーメント M_p は $M_p = 1.1 \times F \times Z_p$ として評価する。
- (3) ダンパーには低降伏点鋼（LY225）を用い、降伏点は1次設計、保有水平耐力の算定、地震応答解析用の復元力算定時とも規格中央値 $y=225(N/mm^2)$ を用いる。
- (4) 梁剛性は、片側スラブ付きの場合 $=1.5$ 、両側スラブ付き $=2.0$ としてスラブによる剛性増加を考慮する。ただし、耐力には評価しない。
- (5) 1階柱脚は埋込柱脚とする。
- (6) ダンパー支持柱の軸力比は、ダンパー用鋼材の歪硬化を考慮し、ダンパー用鋼材が引張強さ $\sigma_u=330(N/mm^2)$ に達した状態でも0.75以下とする。

なお、本例ではダンパーが1次設計時に若干降伏することを許容して試設計を行うこととしている。フレームモデルおよびダンパーモデルの設計フローを図4.3(a)、(b)に示す。

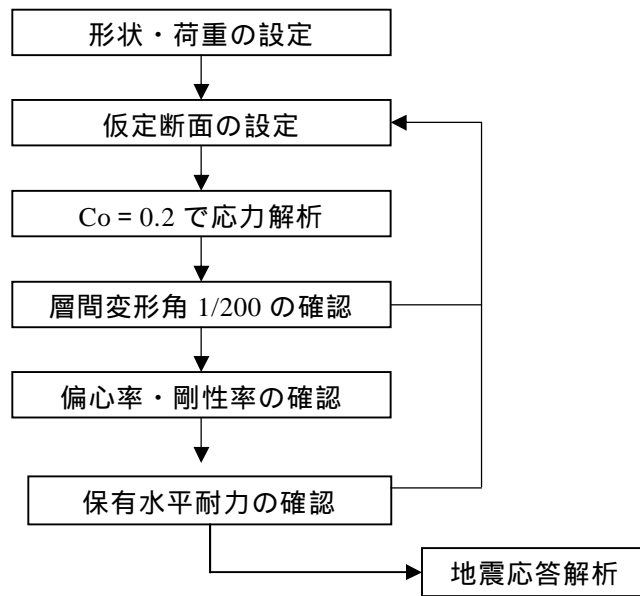


図 4.3 (a) フレームモデルの設計フロー

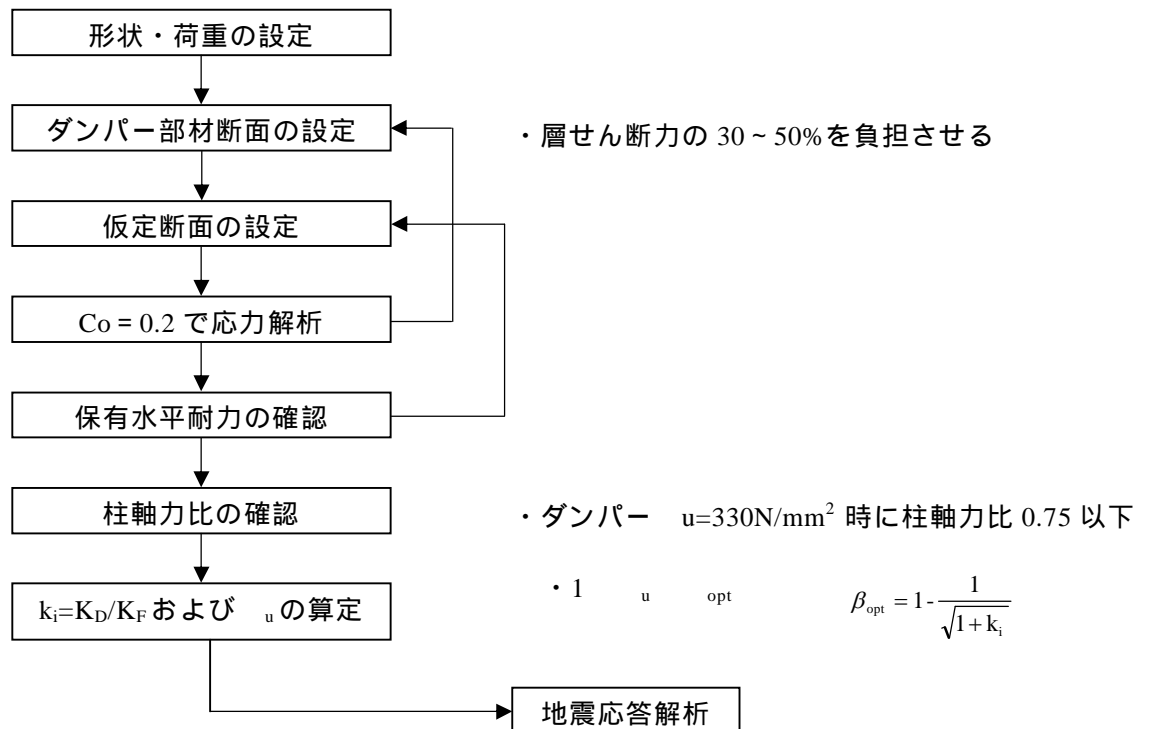


図 4.3 (b) ダンパーモデルの設計フロー

4.2.2 地震応答解析方針

地震応答解析は、下記の方針により行う。

- (1) 解析モデルは建物の基部を固定とし、2 階以上の各階床位置を質点とする多質点系等価せん断モデルとする。解析モデルを図 4.4 に示す。
- (2) 架構の復元力特性は、立体増分解析により得られる各層の層せん断力 層間変形曲線をトリリニア型スケルトンカーブにモデル化したものとする。フレーム部分の第一折れ点はフレーム部材が最初に降伏した点とする。ダンパーモデルについては、周辺部材の弾性変形によってダンパー系の見かけのせん断剛性が低下することを次のように考慮する。まずダンパーを含む架構の弾性範囲の骨組解析結果を用いて、ダンパーが負担する軸力の水平方向成分の各階の和を、そのときの各階の層間変位で除した値をダンパー系の弾性剛性とする。ダンパー系の第 1 折点の耐力値は、当該階の全ダンパーの軸降伏耐力の水平成分の総和とし、層としてのダンパー系の復元力モデルはバイリニア型とする。復元力特性の概念を図 4.5 に示す。
- (3) 座屈屈拘束ブレースは規格降伏点 (225N/mm^2) で降伏し、二次勾配を一次勾配の $1/60$ とするバイリニアモデルとする。これはダンパーの軸方向歪が 2% のときに耐力上昇率が 1.3 程度を見込んだことに相当する。
- (4) 内部粘性減衰は、1 次減衰定数 2% の剛性比例型とする。ただし、ダンパー部に内部粘性減衰は考慮しない。
- (5) 入力地震動は、観測波 3 波 (EL-CENTRO1940-NS, TAFT1952-EW, HACHINOHE1968-NS、各 50cm/s) および模擬地震動 1 波 (BCJ-L2 波) とする。

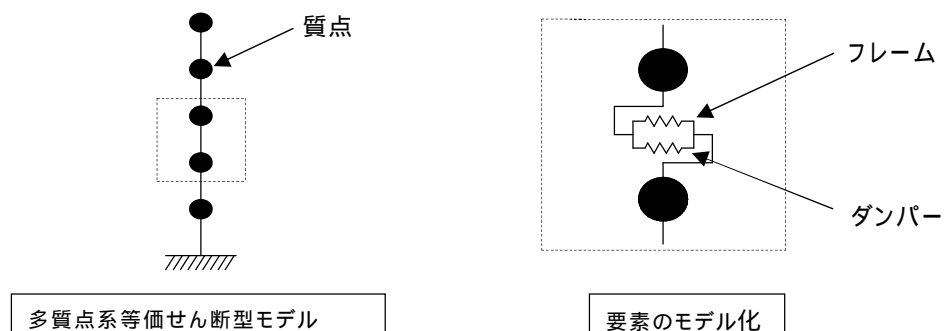


図 4.4 地震応答解析モデル

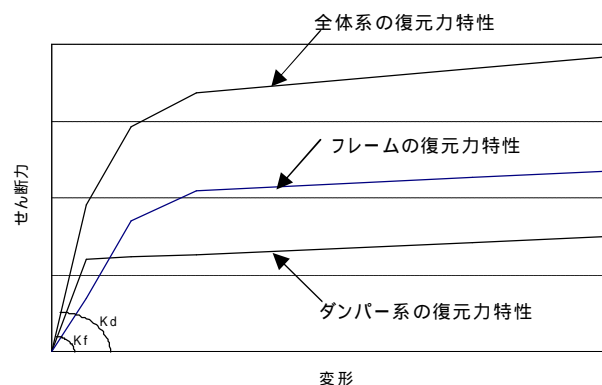


図 4.5 復元力特性

(注：地震応答解析に用いる入力地震動について)

平成 12 年 6 月に実施された建築基準法の改正により、超高層建築物の耐震設計において、動的解析によりその耐震安全性を検討する場合、入力地震動としては「解放工学的基盤における加速度応答スペクトルにより規定される模擬地震動（以下、告示波と称する）」を用いることとなっている。それ以前は、“標準的な地震動波形”として EL CENTRO1940 NS, TAFT1952 EW、“地域特性を現すような地震動波形”として TOKYO 101, OSAKA 205 等、また“長周期成分等を含む地震動波形”として HACHINOHE1968 NS, EW 等の過去の強震記録が主に用いられていた（地震動の大きさとしては、最大級の地震動；レベル 2 時振動として最大速度値を 50 cm/sec に規準化）。一方、日本建築センターは平成 6 年度に「設計用入力地震動作成手法技術指針(案)」を作成し、それに基づいて作成された模擬地震動（BCJ-L1, BCJ-L2）を用いた検討が推奨されてきた。

ここでは、以下の理由により、検討用の入力地震動を観測波 3 波と BCJ-L2 波とすることとした。

- ・ 超高層建築物の安全検証にあたっては、告示波に加えて、過去における代表的な観測地震波を 3 波以上併用することが推奨されている。
- ・ BCJ-L2 波の応答スペクトルは告示波の“極めて稀に発生する地震動”の応答スペクトルを上回るものであり、これによれば地震応答は一般に告示波による場合より大きくなる。

地震応答解析のフローを図 4.6 に示す。

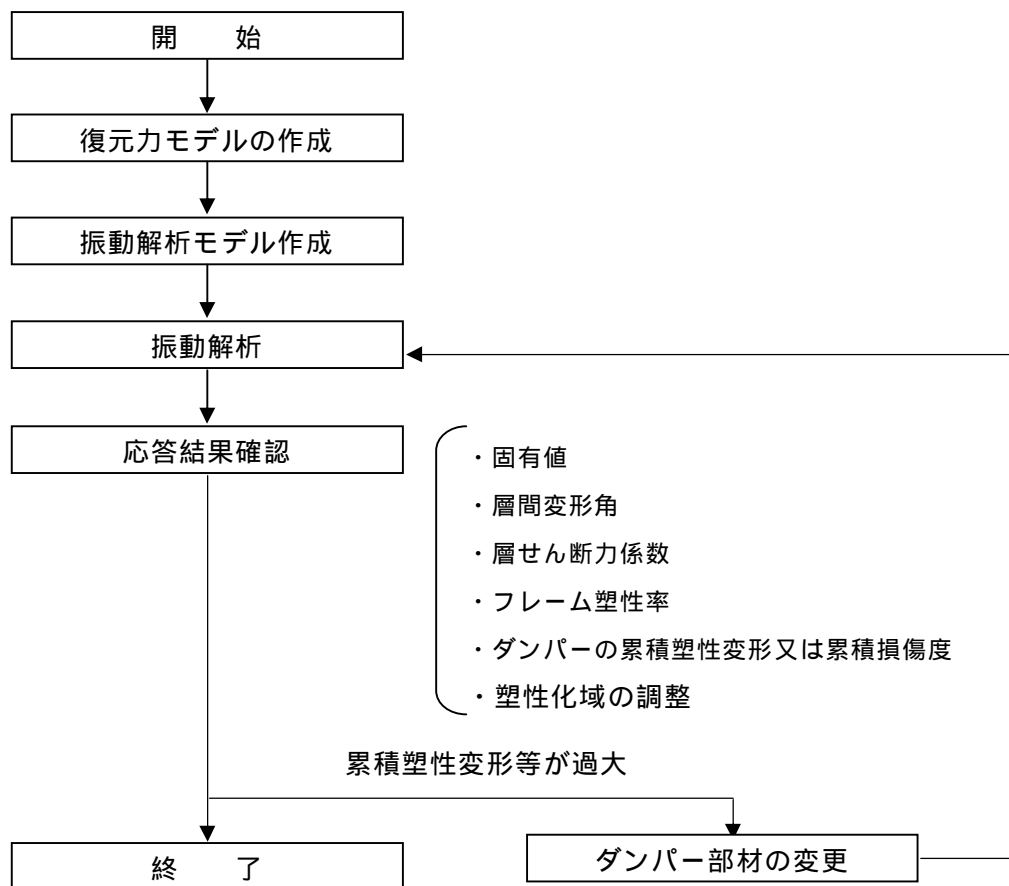


図 4.6 地震応答解析フロー

なお、ダンパー単体の塑性変形倍率は以下のように評価する^{4.4)}。

ダンパーモデルにおいて、履歴型ダンパーとそれを支持する部分をダンパー系と定義して算出されたダンパー系の塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{di}$ は、 i 層のダンパー、接合部や支持部材などからなるダンパー系に関するものであって、ダンパー単体に関する値ではない。すなわち、適切な設計がなされていればダンパー系の塑性変形は、すべてダンパー単体に生じるが、ダンパー系の弾性変形は支持部材などの弾性変形成分も含まれた値である。一方、ダンパーの保有塑性変形能力は一般にダンパー単体に関するものとして示される。したがって、ダンパー単体の平均必要累積塑性変形倍率 $\bar{\mu}_{di}$ は、ダンパー系の弾性変形に占めるダンパー単体の寄与率 γ_{di} （以下ダンパーの弾性変形寄与率）を用いて次式により算定する。

$$\bar{\mu}_{di} = \frac{\bar{\eta}_{di}}{\gamma_{di}} \quad (4.1)$$

同様に、 i 層のダンパー単体の最大塑性率 $\bar{\mu}_{di}$ は次式で表される。

$$\bar{\mu}_{di} = \frac{(\bar{\mu}_{di} - 1)}{\gamma_{di}} + 1 \quad (4.2)$$

図 4.7 の座屈拘束ブレースタイプのダンパーで、ダンパーが弾性限に達するときのせん断変形による層間変位 $R_{Dyi}h_i$ が算定されている場合、ダンパー支持部を剛と仮定すると次式により弾性変形寄与率 γ_{di} を算定することができる¹⁾。

$$\gamma_{di} = \frac{\bar{R}_{Dyi}}{R_{Dyi}} \quad , \quad \bar{R}_{Dyi} = \frac{\lambda L_{BRi}}{L_D h_i} \frac{\sigma_r^2}{E} \quad (4.3)$$

ここで、 h_i 、 L_D 、 L_{BRi} は図 4.7 に示す座屈拘束ブレースの形状寸法であり、 λ はダンパーの塑性変形部分の長さとのブレース全長の比、 σ_r 、 E はそれぞれダンパーの降伏応力度とヤング係数である。

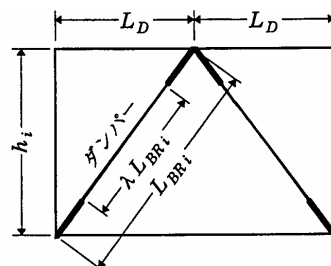


図 4.7 弾性変形寄与率に関わる形状寸法（座屈拘束ブレースの場合）

4.2.3 試設計骨組の地震応答解析結果

3 例の建物、うち 1 例については 2 ケース、合計 4 ケースの試設計概要と地震応答解析結果を示す。

(1) 5 階建 物流倉庫

1) 建物概要と設計結果

はじめに 5 階建の物流倉庫を採り上げる。物流倉庫の構造的特徴としては、階高が高いこと、積載荷重が大きいことが挙げられる。平面形状は整形で、偏心の影響は無いものと想定する。

設定した諸元は下記の通りである。

- ・ スパン：10m × 10m
- ・ 階高：6m（各階共）
- ・ 規模：X 方向 6 スパン、Y 方向 4 スパン、5 階建（60m × 40m、高さ 30m）
- ・ 積載荷重：床用 15000N/m²、架構用：10000N/m²、地震力用：8000N/m²

伏図・軸組図・部材断面リストを図 4.8、表 4.1 に示す。設計された骨組についての主要な静的解析結果を表 4.2 に、鋼材量の比較を表 4.3 に示す。鋼材量はフレームモデルに比べて、主架構（柱・大梁）で約 15%、全体で約 10% の削減が可能となった。

2) 地震応答解析結果

両方向とも性状は同様と思われるため、地震応答解析は X 方向についてのみ実施した。（以下同様） 応答結果を図 4.9、表 4.4 に示す。

地震応答解析結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 最大層間変形角は、フレームモデルが最大 1/68 に対し、ダンパーモデルは最大 1/106 となっている。
- (2) フレームの最大塑性率は、フレームモデルが最大 1.94 に対し、ダンパーモデルは最大 1.32 となっている。また層の累積塑性変形倍率はフレームモデルが最大 4.93 に対し、ダンパーモデルは 0.35 となっており、ダンパーモデルは主架構にほとんど損傷を生じていない。
- (3) ダンパーモデルのダンパーの塑性変形部の累積塑性変形倍率は最大 339 となっている。
- (4) 最大応答加速度は、屋根を除けばフレームモデルが 798(cm/s²) に対し、ダンパーモデルは 586(cm/s²) となっている。

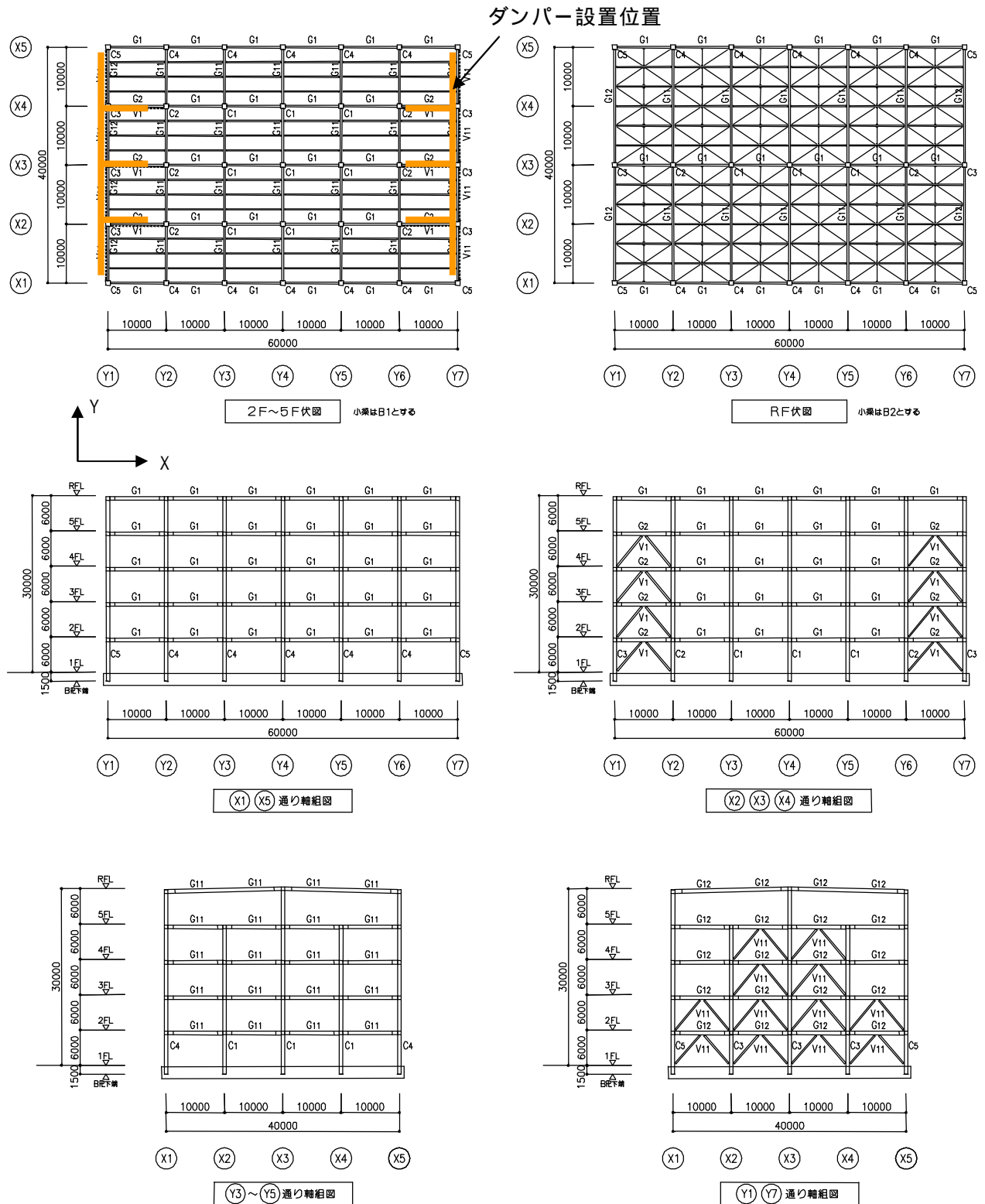
3) 所見

現行設計法のルート 3 の計算方法によるフレームモデルと、静的に同程度の耐震性能となるダンパーモデルについて試設計を行い、地震応答解析によって耐震性能の検証を行なった。その結果以下のことが明らかとなった。

- (1) ダンパーモデルは最大応答層間変形角が 1/100 以下に低減され、主架構の鋼材量を約 15% 削減しながら損傷を大幅に低減し、ほぼ弾性状態に保持することが可能

となった。

- (2) 物流倉庫は一般的に層重量が重く、階高が高いため、制振構造による効果が高い。



注) ダンパーモデルを図示している。フレームモデルは V1、V11 を除いたものである

図 4.8 5 階建 物流倉庫 伏図・軸組図

表 4.1 5 階建 物流倉庫 部材断面リスト

フレームモデル

柱リスト 材質はBCP325とする

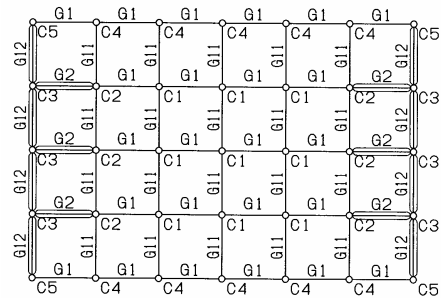
符 号	C1	C2	C3	C4	C5
5F	□-500x500x16	□-500x500x16	□-500x500x16	□-500x500x16	□-500x500x16
4F	□-650x650x22	□-650x650x22	□-650x650x22	□-650x650x22	□-650x650x22
3F	□-650x650x28	□-650x650x28	□-650x650x25	□-650x650x25	□-650x650x25
2F	□-700x700x28	□-700x700x28	□-700x700x25	□-700x700x25	□-700x700x25
1F	□-700x700x32	□-700x700x32	□-700x700x28	□-700x700x28	□-700x700x28

大梁リスト 材質はSN490Bとする

符 号	G1	G2		G11	G12
RF	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17		H-600x250x12x22	H-600x250x12x22
5F	H-700x250x12x22	H-700x250x12x22		H-700x300x14x28	H-700x250x14x28
4F	H-800x300x16x28	H-800x300x16x28		H-800x350x16x32	H-800x300x16x28
3F	H-900x300x19x28	H-900x300x19x28		H-900x350x19x32	H-900x300x19x28
2F	H-900x300x19x28	H-900x300x19x28		H-900x350x19x32	H-900x300x19x28

小梁リスト 材質はSS400とする

符 号	断 面
B1	H-582x300x12x17
B2	H-350x175x 7x11



ダンパーモデル

柱リスト 材質はBCP325とする

符 号	C1	C2	C3	C4	C5
5F	□-500x500x16	□-500x500x16	□-500x500x16	□-500x500x16	□-500x500x16
4F	□-550x550x25	□-600x600x25	□-600x600x25	□-550x550x22	□-550x550x22
3F	□-550x550x28	□-600x600x28	□-600x600x28	□-550x550x25	□-550x550x25
2F	□-600x600x28	□-650x650x28	□-650x650x28	□-600x600x25	□-600x600x25
1F	□-600x600x32	□-650x650x32	□-650x650x32	□-600x600x28	□-600x600x28

大梁リスト 材質はSN490Bとする

符 号	G1	G2		G11	G12
RF	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17		H-600x250x12x22	H-600x250x12x22
5F	H-700x200x12x22	H-700x200x12x22		H-700x300x14x28	H-700x250x14x28
4F	H-800x250x14x22	H-800x250x14x22		H-800x300x16x28	H-800x300x16x22
3F	H-800x250x14x22	H-800x250x14x22		H-800x300x16x32	H-800x300x16x25
2F	H-800x250x14x22	H-800x250x14x22		H-800x300x16x32	H-800x300x16x25

ブレースリスト 材質はLY225とする

符 号	V1	V11
5F	—	—
4F	A = 30 (cm ²)	A = 30 (cm ²)
3F	A = 50 (cm ²)	A = 50 (cm ²)
2F	A = 60 (cm ²)	A = 60 (cm ²)
1F	A = 70 (cm ²)	A = 70 (cm ²)
備 考	座屈拘束ブレース (塑性部：中央4810) (弾性部：両端1500)	座屈拘束ブレース (塑性部：中央4810) (弾性部：両端1500)

表 4.2 5 階建 物流倉庫 静的解析結果一覧

		1 次設計									2 次設計					
		固有周期	層重量	総重量	層せん断力	層せん断力係数	ダンパー分担率	初期剛性 (K _D /K _E)	層間変位	層間変形角		必要保有耐力	保有耐力	ダンパー分担率	余裕度	ダンパー付柱軸力比
		T1 (sec)	W _i (kN)	W _i (kN)	Q _i (kN)	c _i	1	K1 (kN/cm)	i (cm)	i/H _i	D _s	Q _{un} (kN)	Q _u (kN)	u (opt)	Q _u /Q _{un}	u=330 Nu/No
フレームモデル	5F	1.184	2346	2346	2125	0.91	-	964	2.20	1/272	0.30	3187	3922	-	1.23	-
	4F		33991	36337	12661	0.35	-	4618	2.74	1/219	0.30	18992	23532	-	1.24	-
	3F		34721	71059	19455	0.27	-	6109	3.19	1/188	0.30	29183	35788	-	1.23	-
	2F		35020	106078	24101	0.23	-	7805	3.09	1/194	0.30	36151	44123	-	1.22	-
	1F		35121	141199	26827	0.19	-	14806	1.82	1/330	0.30	40241	55202	-	1.37	-
ダンパーモデル (全体系)	5F	0.820	2346	2346	2116	0.90	-	1157	2.20	1/272	0.30	3174	3726	-	1.17	-
	4F		33911	36257	12597	0.35	-	8256	2.30	1/261	0.30	18896	21983	-	1.16	0.15
	3F		34361	70618	19298	0.27	-	12256	2.70	1/222	0.30	28947	31847	-	1.10	0.30
	2F		34488	105106	23860	0.23	-	15786	2.90	1/207	0.30	35791	38269	-	1.07	0.44
	1F		34585	139691	26541	0.19	-	26375	1.60	1/375	0.30	39812	51241	-	1.29	0.58
(フレーム系)	5F		-	-	2116	-	-	1157	-	-	-	-	3726	-	-	-
	4F		-	-	8324	-	-	3412	-	-	-	-	17090	-	-	-
	3F		-	-	11933	-	-	3971	-	-	-	-	23944	-	-	-
	2F		-	-	14286	-	-	4746	-	-	-	-	28336	-	-	-
	1F		-	-	16825	-	-	9128	-	-	-	-	39632	-	-	-
(ダンパー系)	5F		-	-	0	-	0.00	0	-	-	-	-	0	0.00	-	-
	4F		-	-	4273	-	0.34	4844 (1.42)	-	-	-	-	4893	0.22 (0.36)	-	-
	3F		-	-	7366	-	0.38	8285 (2.09)	-	-	-	-	7903	0.25 (0.43)	-	-
	2F		-	-	9575	-	0.40	11040 (2.33)	-	-	-	-	9932	0.26 (0.45)	-	-
	1F		-	-	9716	-	0.37	17247 (1.89)	-	-	-	-	11609	0.23 (0.41)	-	-

$$\beta_{\text{opt}} = 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + k_i}}$$

$$k_i = K_D / K_F$$

表 4.3 5 階建 物流倉庫 鋼材量の比較

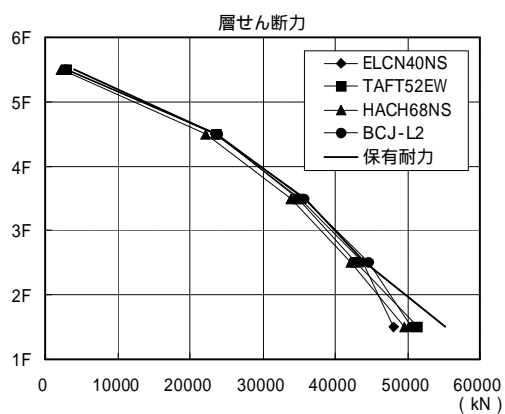
部位	材質	フレームモデル(F)		ダンパーモデル(D)		D/F
		WF(t)	(kg/m ²)	WD(t)	(kg/m ²)	
柱	BCP325	453	37.8	404	33.7	0.89
大梁	SN490B	617	51.5	502	41.8	0.81
小梁	SS400	509	42.4	509	42.4	1.00
合計		1579	131.6	1415	117.9	0.90

ダンパーモデルには下表に示すダンパー重量は含んでいない

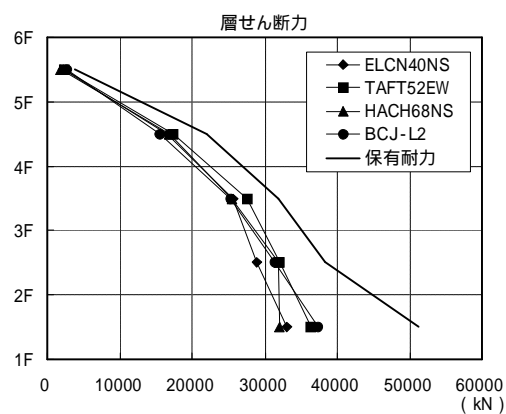
5 階建 物流倉庫 ダンパー量

階	塑性変形部		弾性変形部		耐力 (1本) (kN)	本数 (X方向)	本数 (Y方向)
	Ad	Ld	Ad	Ld			
	(mm ²)	(mm)	(mm ²)	(mm)			
5F	-	-	-	-	-	-	-
4F	3000	4810	6000	3000	675	12	8
3F	5000	4810	10000	3000	1125	12	8
2F	6000	4810	12000	3000	1350	12	16
1F	7000	4810	14000	3000	1575	12	16

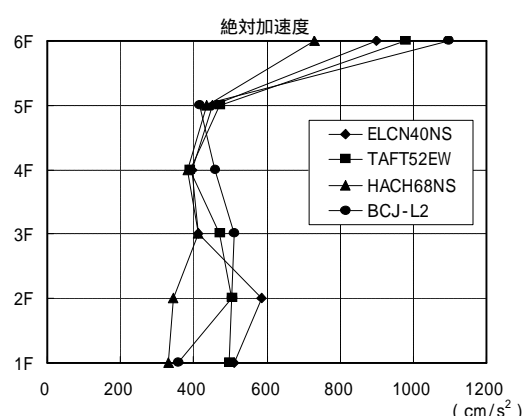
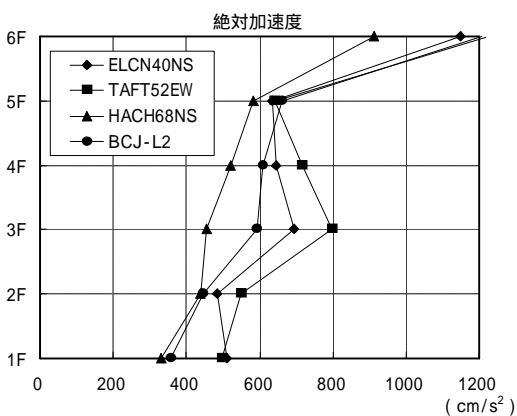
フレームモデル



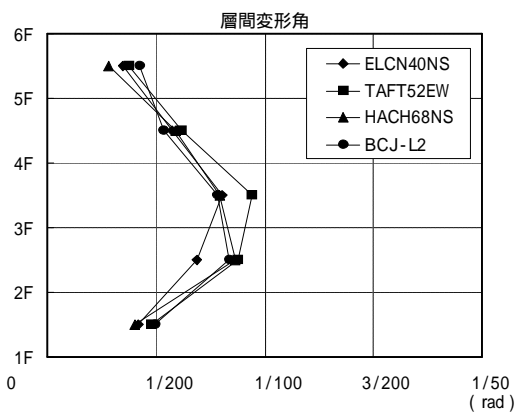
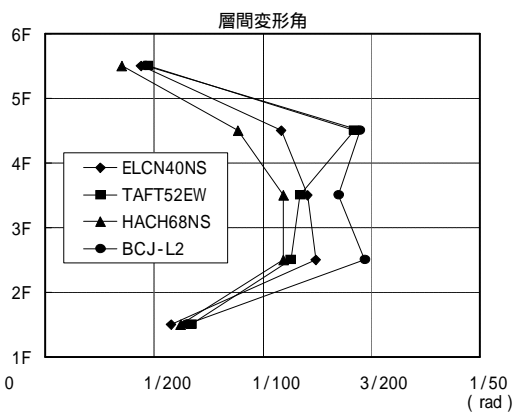
ダンパーモデル



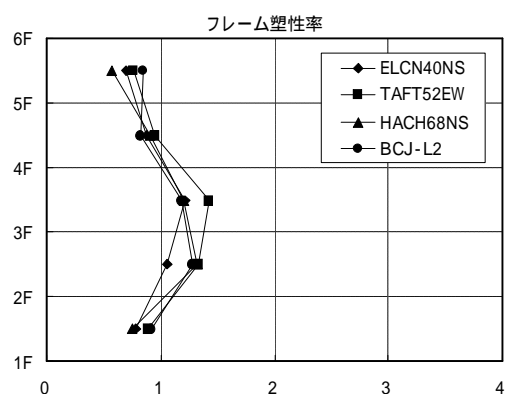
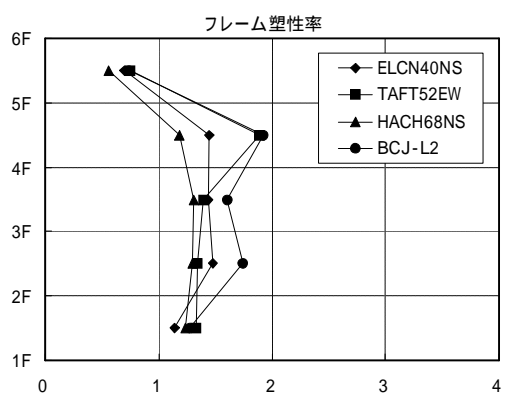
(1) 5 階建 物流倉庫 最大応答層せん断力



(2) 5 階建 物流倉庫 最大床応答加速度



(3) 5 階建 物流倉庫 最大応答層間変形角



(4) 5 階建 物流倉庫 最大応答層塑性率

図 4.9 5 階建 物流倉庫 地震応答解析結果

表 4.4 5 階建 物流倉庫 地震応答解析結果（累積塑性変形倍率）

(a) フレームモデル

累積塑性変形倍率(主架構)

層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f
5	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
4	2026	2.18	1262	1.36	182	0.20	2795	3.01	2795	3.01
3	2393	1.59	1125	0.75	851	0.57	6515	4.33	6515	4.33
2	2410	1.33	1297	0.72	1218	0.67	8921	4.93	8921	4.93
1	326	0.23	332	0.23	207	0.15	1162	0.82	1162	0.82

(b) ダンパーモデル

累積塑性変形倍率(主架構)

層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f	Wfp(KJ)	f
5	0.0	0.00	0.1	0.00	0.0	0.00	1.0	0.01	1.0	0.01
4	0.2	0.00	1.7	0.00	0.0	0.00	1.1	0.00	1.7	0.00
3	49.4	0.07	202.2	0.28	38.7	0.05	50.0	0.07	202.2	0.28
2	2.5	0.00	285.8	0.35	97.8	0.12	225.3	0.27	285.8	0.35
1	1.0	0.00	8.5	0.01	0.0	0.00	2.1	0.00	8.5	0.01

累積塑性変形倍率(ダンパー系)

層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	Wdp(KJ)	d	Wdp(KJ)	d	Wdp(KJ)	d	Wdp(KJ)	d	Wdp(KJ)	d
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	2502	64.8 (90.5)	2966	76.8 (107.3)	1478	38.3 (53.5)	8774	227 (317)	8774	227 (317)
3	4169	72.3 (94.4)	4105	71.2 (92.9)	2744	47.6 (62.1)	13612	236 (308)	13612	236 (308)
2	5228	77.6 (95.1)	5722	84.9 (104.1)	4821	71.6 (87.7)	18637	277 (339)	18637	277 (339)
1	2833	54.0 (60.9)	3256	62.1 (70.0)	2819	53.8 (60.6)	11183	213.3 (240)	11183	213.3 (240)

$$d=Wdp/Qdy/ dy$$

()内はダンパーの塑性変形部の累積塑性変形倍率を示

(2) 5 階建 病院

1) 建物概要と設計結果

ここでは 5 階建の病院を採り上げる．病院の構造的特徴としては、外来部として使用する為 1 階の階高が高く、その他の階高が比較的低いことが挙げられる．平面形状は整形で、偏心の影響は無いものと想定する．

設定した諸元は下記の通りである．

- ・ スパン：X 方向 6m（各スパン） Y 方向 8.5m・7.0m・8.5m
- ・ 階 高：3.65m（一般階）、4.05m（1 階）
- ・ 規 模：X 方向 8 スパン、Y 方向 3 スパン、5 階建（48m×24m、高さ 18.8m）
- ・ 積載荷重：床用 2900N/m²、架構用：1800N/m²、地震力用：800N/m²

伏図・軸組図・部材断面リストを図 4.10、表 4.5 に示す．設計された骨組についての主要な静的解析結果を表 4.6 に、鋼材量の比較を表 4.7 に示す．鋼材量はフレームモデルに比べて、主架構（柱・大梁）で約 10%、全体で約 5%の削減が可能となった．

2) 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図 4.11、表 4.8 に示す．

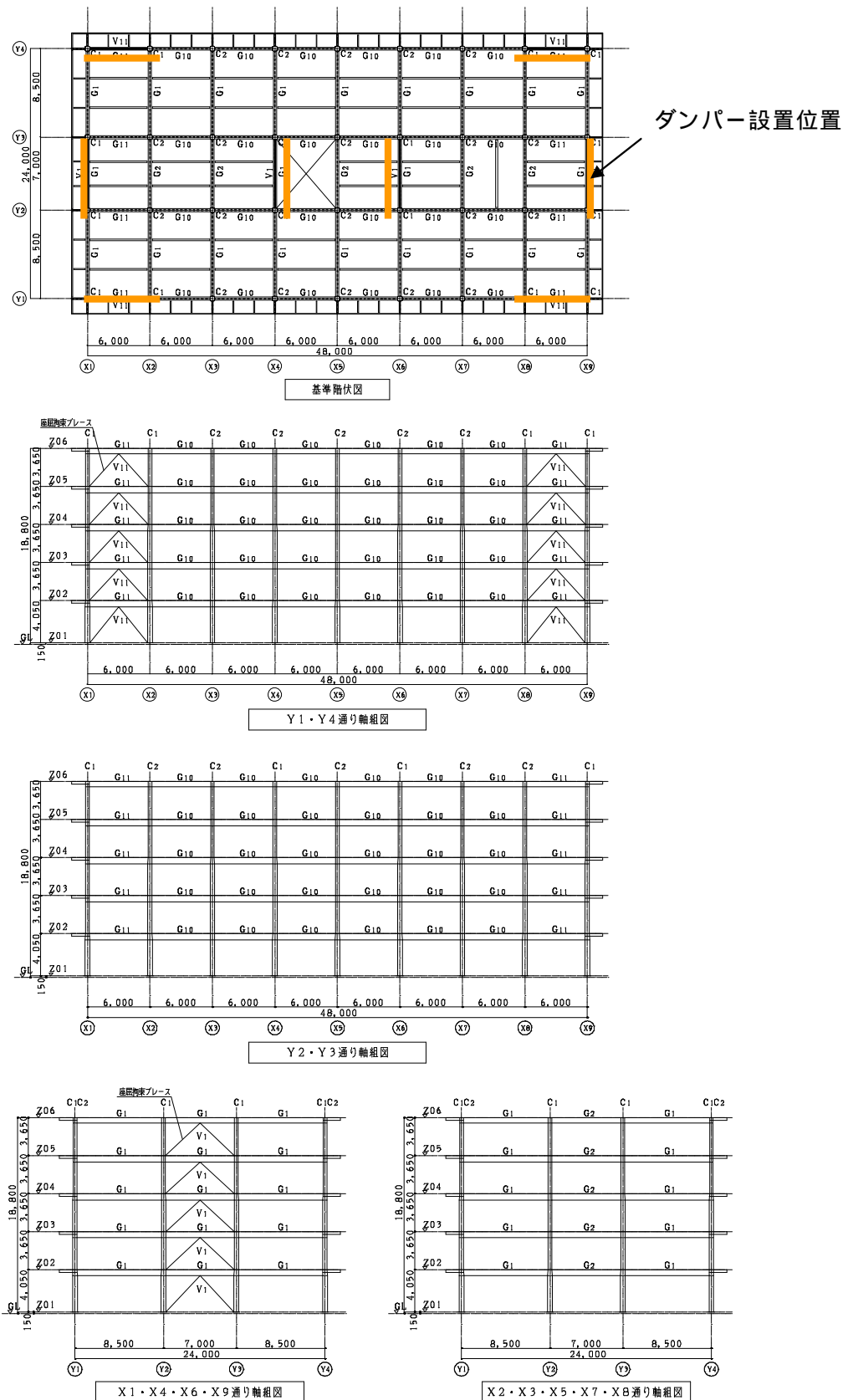
地震応答解析結果は以下のようにまとめられる．

- (1) 最大層間変形角は、フレームモデルが最大 1/70（X 方向）に対し、ダンパーモデルは最大 1/78（X 方向）となっている．
- (2) フレームの最大塑性率は、フレームモデルが最大 3.04（X 方向）に対し、ダンパーモデルは最大 1.80（X 方向）となっている．またフレームモデルの累積塑性変形倍率は 81 に対し、ダンパーモデルのフレームの累積塑性変形倍率は 10 となっている．
- (3) ダンパーモデルのダンパ - の塑性変形部の累積塑性変形倍率は最大 400 となっている．
- (4) 最大応答加速度は、フレームモデルが 667cm/s²（X 方向）に対し、ダンパーモデルは 785cm/s²（X 方向）となっている．

3) 所見

現行設計法のルート 3 の計算方法によるフレームモデルと、静的に同程度の保有水平耐力を有するダンパーモデルについて試設計を行い、地震応答解析によって耐震性能の検証を行なった．その結果以下のことが明らかとなった．

- (1) ダンパーモデルは最大応答層間変形角がフレームモデルと比較して改善され、主架構の鋼材量を約 10%削減しながら主架構の損傷を低減することができた．
- (2) 病院は制振構造による効果は得られたが、各床レベルにおける最大応答加速度の低減効果は得られなかった．



注) ダンパーモデルを図示している。フレームモデルは V1、V11 を除いたものである

図 4.10 5 階建 病院 伏図・軸組図

表 4.5 5 階建 病院 部材断面リスト

フレームモデル

柱リスト 材質はBCP325とする。

符号	C1	
5F	-350x350x12	
4F	-350x350x16	
3F	-400x400x16	
2F	-400x400x16	
1F	-400x400x16	

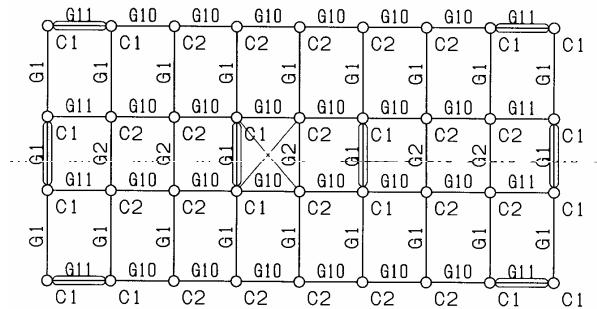
大梁リスト 材質は端部SM490、中央SS400とする。

符号	G1		G10	
RF	H-500x200x10x16		H-450x200x9x14	
5F	H-600x200x11x17		H-450x200x9x14	
4F	H-600x200x11x17		H-500x200x10x16	
3F	H-600x200x11x17		H-500x200x10x16	
2F	H-582x300x12x17		H-600x200x11x17	

ダンパーモデル

柱リスト 材質はBCP325とする。

符号	C1	C2
5F	-350x350x12	-300x300x12
4F	-350x350x12	-300x300x12
3F	-350x350x16	-300x300x16
2F	-350x350x16	-350x350x16
1F	-400x400x16	-350x350x16



大梁リスト 材質は端部SM490、中央SS400とする。

符号	G1	G2	G10	G11
RF	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-450x200x9x14	H-450x200x9x14
5F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-450x200x9x14	H-450x200x9x14
4F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
3F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
2F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17

ブレスリスト 材質はLY225とする。

符号	V1	V11
5F	A = 10 (cm ²)	A = 10 (cm ²)
4F	A = 15 (cm ²)	A = 15 (cm ²)
3F	A = 19 (cm ²)	A = 19 (cm ²)
2F	A = 22 (cm ²)	A = 22 (cm ²)
1F	A = 26 (cm ²)	A = 26 (cm ²)
備考	座屈拘束ブレス (塑性部: 中央2720) (弾性部: 両端1000)	座屈拘束ブレス (塑性部: 中央3050) (弾性部: 両端1000)

表 4.6 5 階建病院 静的解析結果一覧 X 方向

	階	1次設計									2次設計					
		固有周期	層重量	総重量	層せん断力	層せん断力係数	ダンパー分担率	初期剛性 (K_0/K_c)	層間変位	層間変形角		必要保有耐力	保有耐力	ダンパー分担率	余裕度	ダンパー付柱軸力比
		T1 (sec)	Wi (KN)	Wi (KN)	Qi (KN)	ci	1	K1 (KN/cm)	i (cm)	i/Hi	Ds	Qun (KN)	Qu (KN)	u (opt)	Qu/Qun	u=330 Nu/No
フレームモデル	5F	0.994	10579	10579	3734	0.35	-	2878	1.30	1/284	0.30	5603	6198	-	1.11	-
	4F		8568	19147	5591	0.29	-	3431	1.63	1/223	0.25	7006	9302	-	1.33	-
	3F		8568	27715	7067	0.26	-	4245	1.67	1/219	0.25	8837	11732	-	1.33	-
	2F		8452	36167	8174	0.23	-	4728	1.73	1/213	0.30	12263	13566	-	1.11	-
	1F		8800	44967	8993	0.20	-	6376	1.41	1/319	0.30	13490	14924	-	1.11	-
ダンパーモデル (全体系)	5F	0.868	10539	10539	3729	0.35	-	3409	1.09	1/336	0.25	4661	6513	-	1.39	0.09
	4F		8516	19054	5594	0.29	-	4240	1.32	1/278	0.25	6992	9770	-	1.39	0.17
	3F		8563	27617	7065	0.26	-	5521	1.28	1/285	0.25	8831	12339	-	1.39	0.22
	2F		8593	36211	8194	0.23	-	6786	1.21	1/302	0.25	10242	14311	-	1.39	0.35
	1F		8906	45117	9023	0.20	-	8039	1.12	1/403	0.25	11279	15760	-	1.39	0.45
(フレーム系)	5F		-	-	2441	-	-	2218	-	-	-	-	5312	-	-	-
	4F		-	-	2960	-	-	2338	-	-	-	-	8053	-	-	-
	3F		-	-	3622	-	-	2898	-	-	-	-	10159	-	-	-
	2F		-	-	4019	-	-	3495	-	-	-	-	11789	-	-	-
	1F		-	-	5508	-	-	4788	-	-	-	-	13170	-	-	-
(ダンパー系)	5F		-	-	1288	-	0.35	1191 (0.54)	-	-	-	-	1201	0.18 (0.19)	-	-
	4F		-	-	2634	-	0.47	1902 (0.81)	-	-	-	-	1717	0.18 (0.26)	-	-
	3F		-	-	3443	-	0.49	2623 (0.91)	-	-	-	-	2180	0.18 (0.28)	-	-
	2F		-	-	4175	-	0.51	3291 (0.94)	-	-	-	-	2522	0.18 (0.28)	-	-
	1F		-	-	3515	-	0.39	3251 (0.68)	-	-	-	-	2590	0.16 (0.23)	-	-

$$\beta_{\text{opt}} = 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + k_i}}$$

表 4.7 5 階建 病院 鋼材量の比較

部位	材質	フレームモデル(F)		ダンパーモデル(D)		D/F
		WF(t)	(kg/m2)	WD(t)	(kg/m2)	
柱	BCP325	116.0	20.1	97.0	16.8	0.84
大梁	SM490 SS400	207.0	35.9	195.0	33.9	0.94
小梁	SS400	92.0	16.0	92.0	16.0	1.00
合計		415.0	72.0	384.0	66.7	0.93

ダンパ - モデルには下表のダンパ - を含んでいない

5 階建 病院 ダンパ - 量 (X 方向)

	塑性変形部		弾性変形部		本数	耐力 (1本) (kN)
	Ad (mm2)	Ld (mm)	Ad (mm2)	Ld (mm)		
5F	1000	2720	2000	2000	8	225.0
4F	1500	2720	3000	2000	8	337.5
3F	1900	2720	3800	2000	8	427.5
2F	2200	2720	4400	2000	8	495.0
1F	2600	3040	5200	2000	8	585.0

表 4.8 5 階建 病院 地震応答解析結果 (累積塑性変形倍率)

フレームモデル累積塑性変形倍率

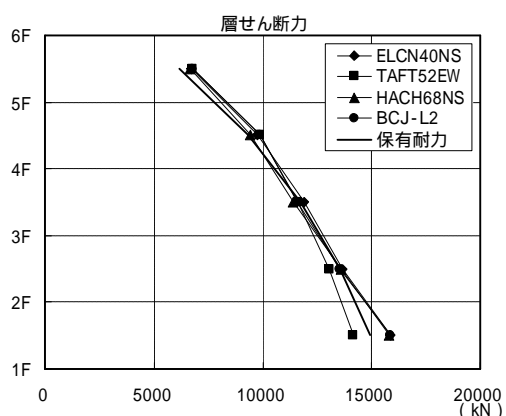
層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー
5	1.19	-	0.83	-	0.85	-	3.50	-	3.50	-
4	9.84	-	8.40	-	11.89	-	29.71	-	29.71	-
3	15.27	-	11.62	-	21.81	-	47.66	-	47.66	-
2	13.20	-	10.40	-	21.54	-	49.79	-	49.79	-
1	11.16	-	10.40	-	18.69	-	48.46	-	48.46	-

ダンパーモデル累積塑性変形倍率

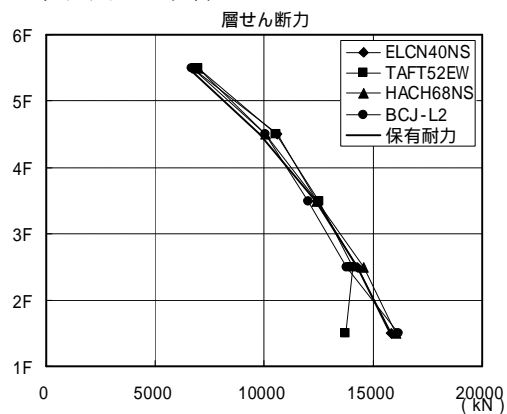
層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー
5	0.61	20.65	1.02	39.58	0.11	10.55	0.39	74.34	1.02	74.34 (175.17)
4	3.36	59.27	2.07	58.45	0.99	37.39	2.28	176.12	3.36	176.12 (371.52)
3	2.11	60.77	1.43	45.56	0.34	40.10	2.89	185.29	2.89	185.29 (359.85)
2	2.05	56.16	1.09	55.85	0.74	49.20	4.50	193.26	4.50	193.26 (346.07)
1	1.71	23.62	0.18	19.35	1.31	15.97	7.74	88.08	7.74	88.08 (137.40)

() 内はダンパ - の塑性変形部の累積塑性変形倍率を示す。

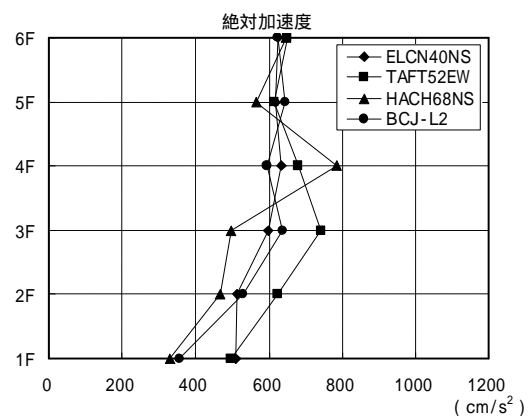
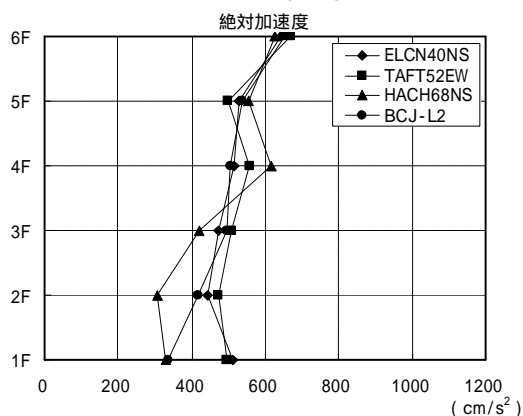
フレームモデル



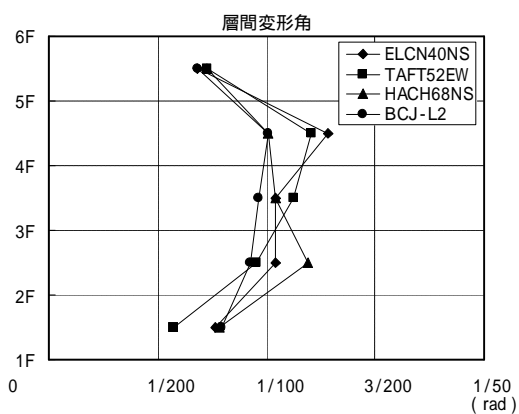
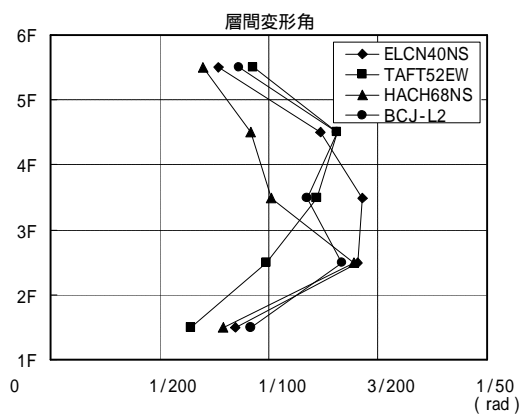
ダンパーモデル



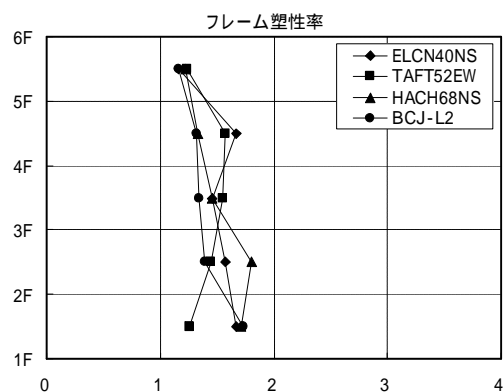
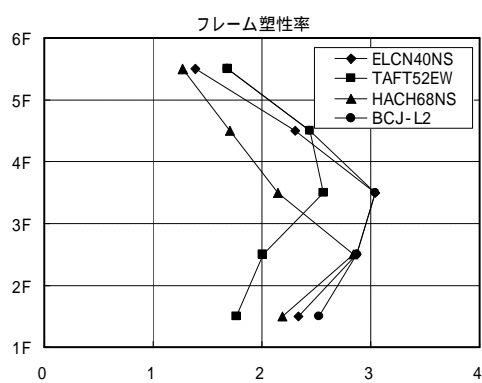
(1) 5 階建 病院 最大応答層せん断力 X 方向



(2) 5 階建 病院 最大床応答加速度 X 方向



(3) 5 階建 病院 最大応答層間変形角 X 方向



(4) 5 階建 病院 最大応答層塑性率 X 方向

図 4 . 11 5 階建 病院 地震応答解析結果

(3) 5階建 病院（第一層集中制振構造）

1) 建物概要と設計結果

ここでは前節でとり上げた5階建の病院で、特に1階のみにダンパーを集中させて、免震に類似の効果を出すことが可能かどうかの検討を行った。フレームモデルは前章によることとして、ダンパーモデルのみを以下に示す。

設定した諸元は前章の通りである。1階のみにダンパーを集中させるため、1階以外については、前章のフレームタイプと同じ断面にしている。

1階のダンパーとしては、箇所数は前章と同じとし、断面積を2倍とした。また、1階の柱は、よりダンパー効果が表れるように剛性の小さな部材で高強度鋼（SA440）を採用した。

伏図・軸組図は前章の図4.10と基本的に同一でダンパーは1階のみの設定である。部材断面リストを表4.9に示す。設計された骨組についての主要な静的解析結果を表4.10に示す。1階の柱、2階の大梁については鋼材種が異なるため単純な比較はできないが、重量は約35%低減したものとなっている。

2) 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図4.12、表4.11に示す。

地震応答解析結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 最大層間変形角は、前章のフレームモデルが最大 $1/70$ （X方向）に対し、1階ダンパーモデルは最大 $1/50$ （X方向）となっている。
- (2) フレームの最大塑性率は、前章のフレームモデルが最大 3.04（X方向）に対し、1階ダンパーモデルは最大 1.4（X方向）となっている。またフレームモデルの累積塑性変形倍率は 40 に対し、ダンパーモデルのフレームの累積塑性変形倍率は 16 となっている。
- (3) ダンパーモデルのダンパーの塑性変形部の累積塑性変形倍率は最大 470 となっている。
- (4) 最大応答加速度は、前章のフレームモデルが 667cm/s^2 （X方向）に対し、ダンパーモデルは 677cm/s^2 （X方向）となっている。

3) 所見

- (1) 5階建の病院で、1階のみにダンパーを集中させることにより、上層の変形角が小さくなり主架構の損傷も低減する効果が確認できた。
- (2) 1階の層間変形角が大きくなるため、 $1/50$ 程度の層間変形に仕上げ材を追従させること、1階のフレームの塑性変形能力を確保すること、あるいはさらに高強度材の使用により、弾性限変形を高めること等が課題となるものの、第一層集中型制振構造の可能性を示すことができた。

表 4.9 5 階建 病院 (SFS) 部材断面リスト

ダンパーモデル

柱リスト 材質はBCP325とする。

符号	C1	備考
5F	-350x350x12	
4F	-350x350x16	
3F	-400x400x16	
2F	-400x400x16	
1F	-250x250x16	材質SA440

大梁リスト 材質は端部SM490、中央SS400とする。

符号	G1	G2	G10	G11
RF	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-450x200x9x14	H-450x200x9x14
5F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-450x200x9x14	H-450x200x9x14
4F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
3F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
2F	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17	H-600x200x11x17

SA440

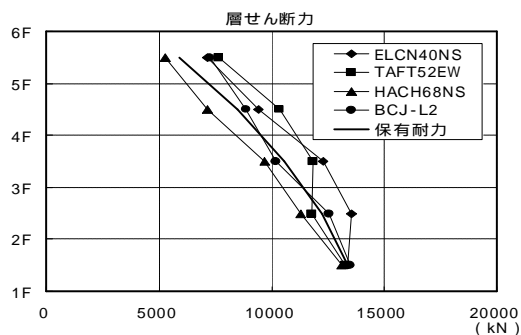
ブレースリスト 材質はLY225とする。

符号	V1	V11
5F	-	-
4F	-	-
3F	-	-
2F	-	-
1F	A=52(cm2)	A=52(cm2)
備考	座屈拘束ブレース (塑性部:中央2720) (弾性部:中央1000)	座屈拘束ブレース (塑性部:中央3050) (弾性部:中央1000)

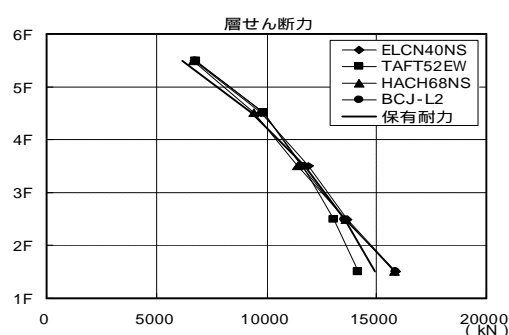
表 4.10 5 階建 病院 (SFS) 静的解析結果一覧 (X 方向)

		1次設計									2次設計					
		固有周期	層重量	総重量	層せん断力	層せん断力係数	ダンパー分担率	初期剛性 (K_0/K_F)	層間変位	層間変形角		必要 保有耐力	保有耐力	ダンパー 分担率	余裕度	ダンパー付 柱軸力比
	階	T1 (sec)	Wi (KN)	Wi (KN)	Qi (KN)	ci	1	K1 (KN/cm)	i (cm)	i/Hi	Ds	Qun (KN)	Qu (KN)	u (opt)	Qu/Qun	u=480 Nu/No
ダンパー モデル (全体系)	5F	1.109	11085	11085	3813	0.34	-	2615	1.46	1/254	0.30	5720	5872	-	1.03	-
	4F		8018	19103	5521	0.29	-	3162	1.75	1/209	0.25	6901	8502	-	1.23	-
	3F		8070	27173	6875	0.25	-	4083	1.70	1/214	0.25	8593	10587	-	1.23	-
	2F		8086	35259	7933	0.23	-	5092	1.68	1/217	0.30	11900	12217	-	1.03	-
	1F		8227	43486	8697	0.20	-	7779	2.74	1/164	0.30	13046	13393	-	1.03	0.31
(フレーム系)	5F		-	-	3813	-	-	2615	-	-	-	-	5872	-	-	-
	4F		-	-	5521	-	-	3162	-	-	-	-	8502	-	-	-
	3F		-	-	6875	-	-	4083	-	-	-	-	10587	-	-	-
	2F		-	-	7933	-	-	5092	-	-	-	-	12217	-	-	-
	1F		-	-	3273	-	-	1338	-	-	-	-	7593	-	-	-
(ダンパー系)	5F		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4F		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3F		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2F		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1F		-	-	5424	-	0.62	6441 (4.81)	-	-	-	-	5800	0.43 (0.59)	-	-

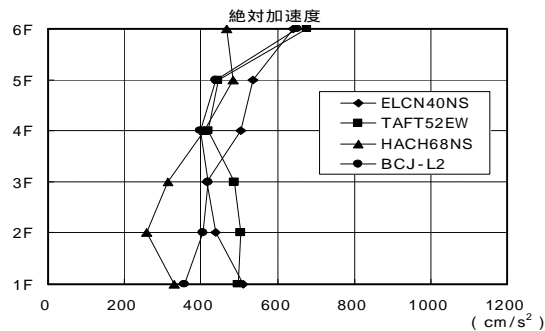
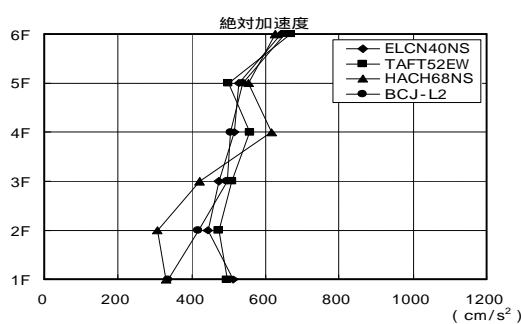
フレームモデル



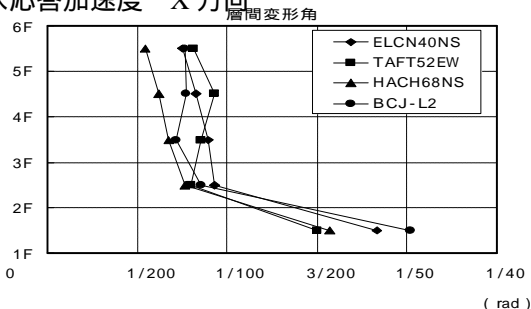
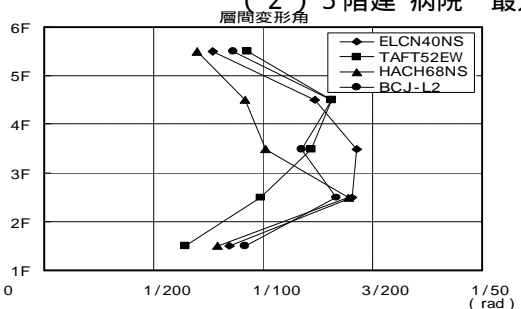
ダンパーモデル(SFS)



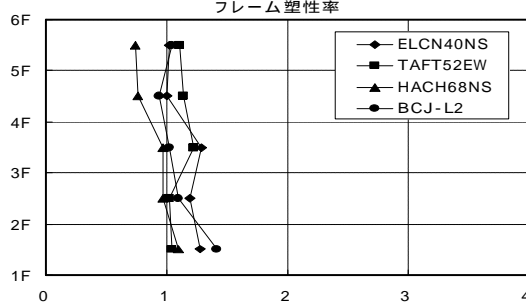
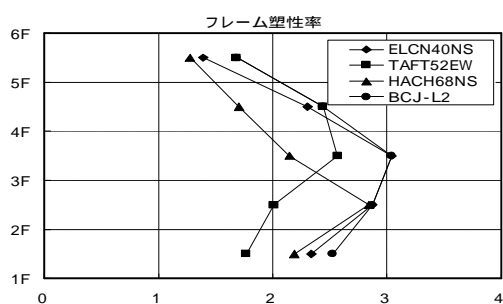
(1) 5 階建 病院 最大応答層せん断力



(2) 5 階建 病院 最大床応答加速度 X 方向



(3) 5 階建 病院 最大応答層間変形角 X 方向



(4) 5 階建 病院 最大応答層塑性率 X 方向

図 4 . 12 5 階建 病院 (SFS) 地震応答解析結果

表 4 . 11 5 階建 病院(SFS) 地震応答解析結果

(累積塑性変形倍率)

層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー
5	0.50	-	0.43	-	0.00	-	0.51	-	0.51	-
4	0.50	-	0.43	-	0.00	-	0.00	-	0.50	-
3	0.36	-	0.38	-	0.00	-	0.49	-	0.49	-
2	0.45	-	0.47	-	0.00	-	0.49	-	0.49	-
1	3.23	34.70	2.10	30.47	4.54	39.64	16.39	123.76	16.39	123.76

()内はダンパーの塑性変形部の最大の累積塑性変形倍率を示す。

(4) 3階建 学校

1) 建物概要と設計結果

ここで示す例は、実在する鋼構造3階建の小学校の架構の一部を試設計のためモデル化したものである。

RC造による学校建物の架構の多くは、教室間に戸境耐震壁が設けられており、梁間方向は耐震壁、桁桁方向がラーメンという架構形式が最も一般的である。この形式は、安価で高剛性の架構を容易に構築できるものの、様々な時代のニーズに柔軟に対応することが難しい、という短所が顕在化してきている。一方、鋼構造学校建築は、RC造と比べて大スパン化が容易であり、また教室間や教室と廊下の間仕切りに耐震要素を設置する必要がない。そのため、例えば2教室を3教室に区切ったり、教室と廊下を一体にしたり、複数の教室を大空間のオープンスペースにしたりなど、内部レイアウトを自由に変更できるというフレキシビリティを有する。

架構の共通設計条件を下記に示す。

- ・ スパン：梁間方向13.5m×桁桁方向8.0m
- ・ 階 高：4.1m（各階共）
- ・ 規 模：X方向6スパン、Y方向1～2スパン、3階建（48m×13m、高さ12.3m）
- ・ 積載荷重：床用2300N/m²、架構用：2100N/m²、地震力用：1100N/m²

フレームモデルの構造的特徴は、妻側と中央の構面以外では教室と廊下の境界の柱を設置せず、梁間方向を13mスパンとしていることである。平面形状・立面形状は整形で、偏心はほとんどない。

ダンパーモデルは上記フレーム断面を減少させた後に、座屈拘束ブレースを付加したものである。原設計の純ラーメンにダンパーを付加する際には、平面計画の自由度をできるだけ損なわないよう配慮し、外周部の限られた部分にのみ配置した。

ここでは、以下の2種類のダンパーモデルについて検討した。

ダンパーモデルa：応答値優先モデル

ダンパーモデルaにおいては、レベル2地震時の応答値に、下記の設計クライテリアを設けた。このモデルではダンパーの設置による最大応答値改善が主目的であるため、フレーム断面を大幅に絞り込むことはせず、したがって保有耐力は元モデルより2割程度大きくなっている。

設計クライテリア：レベル2地震時の最大応答値を下記とする。

層間変形角1/100以下、フレームの層塑性率1.5以下

ダンパーモデルb：鋼材重量低減優先モデル

層間変形角と層塑性率の最大応答値のクライテリアをあえて設けず、鋼材重量の低減を優先させたモデル。保有耐力をフレームモデルにほぼ合わせたうえでフレーム断面をスリム化することに主眼を置いた。ただし元のフレームモデルの保有耐力は必要保有耐力と比較して約3倍近く余裕があるが、それ以上に絞り込むことはしていない。梁間方向についてはスパンが長いいため断面が長期で決まっており、柱が塑性化しないように梁断面を絞ることは難しい。

上記条件のもとで、現行基準の許容応力度等計算ルート3に準じて断面設計を行った。伏図・軸組図・部材断面リストを図4.12～図4.13および表4.12に示す。設計された骨組みについての主要な静的解析結果を表4.13に、鋼材量の比較を表4.14に示す。ダンパーモデルaの主架構の鋼材量はフレームモデルに比べて2パーセント、ダンパーモデルbの鋼材量はフレームモデルに比べて12パーセント削減できている。

2) 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図4.14～図4.156および表4.15に示す。

地震応答解析結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 最大層間変形角は、X方向フレームモデルが最大1/59 (El Centro, 2F) に対し、ダンパーモデルaは最大1/107 (El Centro, 1F)、ダンパーモデルbは最大1/90 (El Centro, 1F) となった。応答変形はダンパーモデルa・ダンパーモデルbいずれも、フレームモデルと比べて大幅に減少している。
- (2) フレームの最大層塑性率は、X方向フレームモデルが最大2.07 (El Centro, 2F) に対し、ダンパーモデルaは最大1.52 (Taft, 2F)、ダンパーモデルbは最大2.13 (El Centro, 1F) となり、ダンパーモデルaにおける制振効果は確認されたが、ダンパーモデルbにおける応答塑性率はやや増大した。
- (3) ダンパーの弾塑性部 (LY225部分) の累積塑性変形倍率は、X方向ダンパーモデルaは最大210 (BCJ L2, 1F)、ダンパーモデルbは最大216 (BCJ L2, 1F) とほとんど同一の値となった。BCJ-L2波は観測波に比べて継続時間が長いので、最大塑性率では最大にならない場合でも累積塑性変形倍率が大きくなる傾向がある。
- (4) 最大応答加速度は、X方向フレームモデルが最大934(cm/s²) (El Centro, RF) に対し、ダンパーモデルaは最大1041(cm/s²) (El Centro, 2F)、ダンパーモデルbは最大857(cm/s²) (Taft, 2F) となった。応答加速度性状は、ダンパーモデルaよりもダンパーモデルbのほうがフレームモデルと比べて向上している。

2) 所見

現行設計法 (保有水平耐力計算) のルート3により設計したフレームモデルと、保有水平耐力が同程度となるダンパーモデルb、また変形応答の低減目指したダンパーモデルaについて試設計を行い、地震応答解析によって耐震性能の検証を行ない、以下のことが明らかとなった。

- (1) ダンパーモデルaの主架構の鋼材量はフレームモデルに比べて2パーセント削減できたうえで、最大応答層間変形角1/100以下、最大応答層塑性率1.5以下のクライテリアをほぼ満足し、フレームモデルと比べて大幅な応答層間変形の低減が達成できた。ただし最大応答加速度はやや大きくなった。
- (2) ダンパーモデルbの最大応答層間変形角は1/90と大幅に低減され、最大応答層塑性率は一階で同等の値 (2.1) となった。最大応答加速度は934(cm/s²)が857 (cm/s²) と小さくなった。総じて耐震性能は大きく向上していると言える。
- (3) ダンパーモデルは最大応答層間変形角を低減し、主架構の損傷を大幅に低減することに有効であることが確認された。

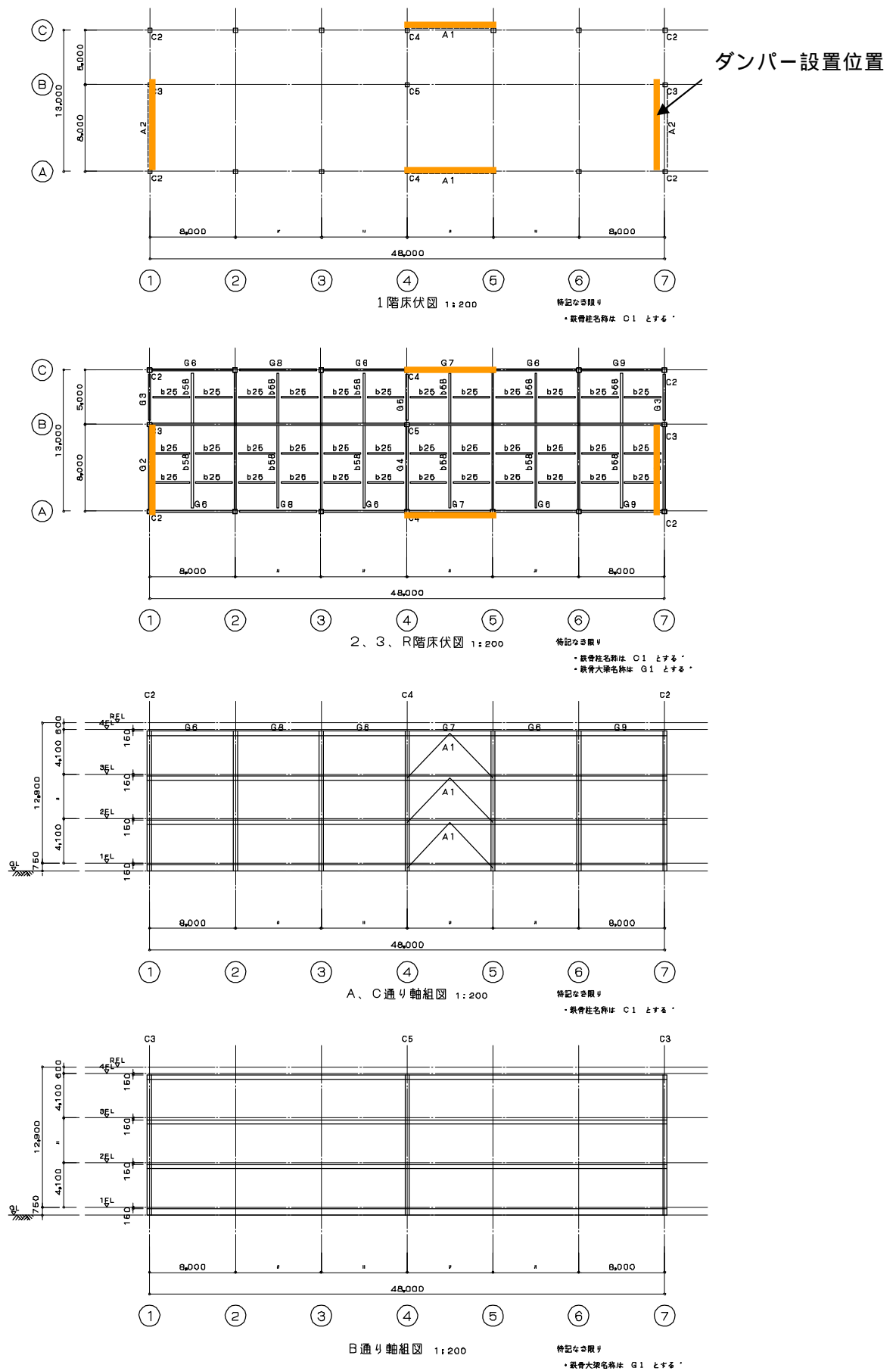


図 4.12 3 階建学校ダンパーモデル 伏図・軸組図(フレームモデルはブレース A1A2 を除いたもの)

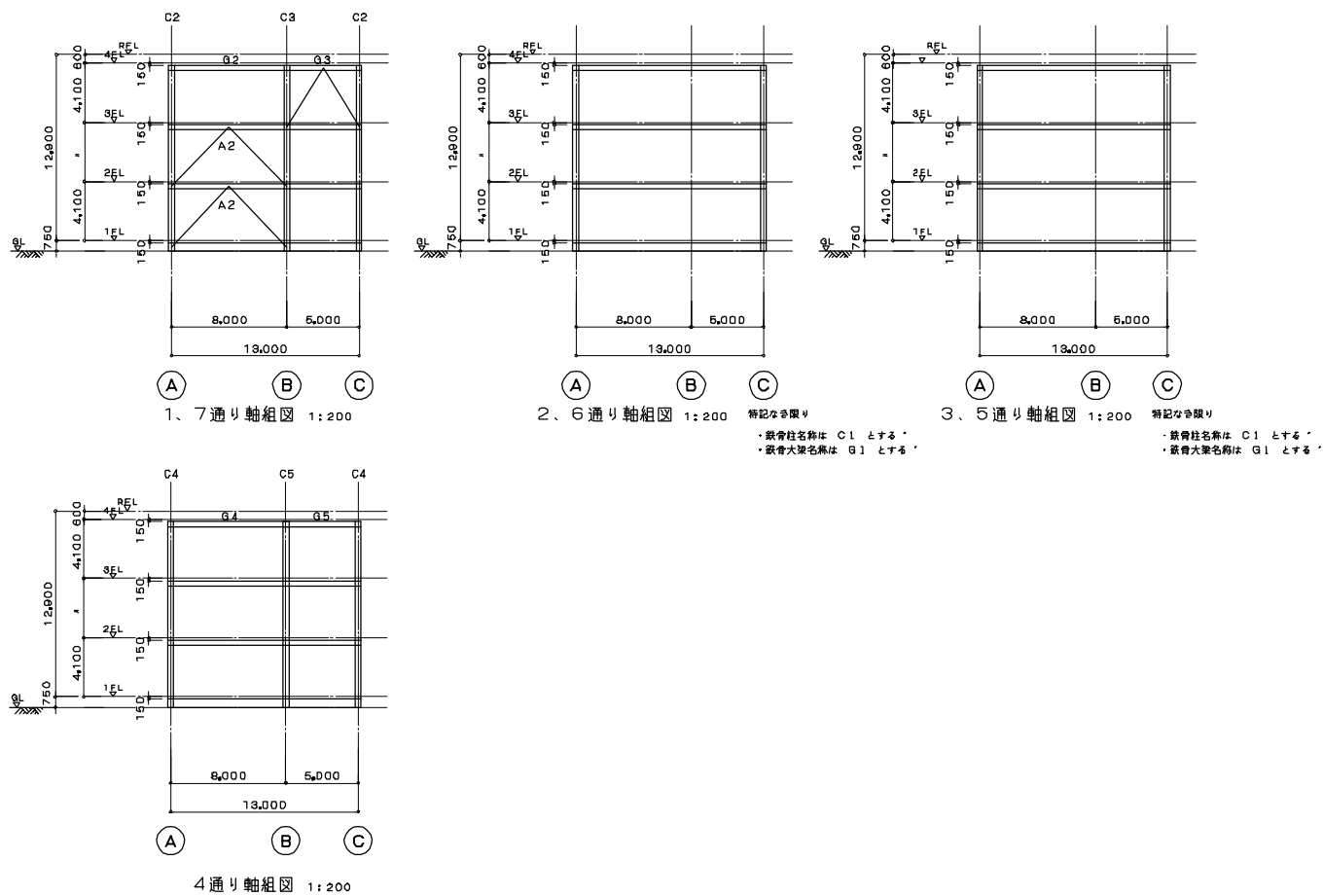


図 4.13 3 階建学校ダンパーモデル 軸組図（フレームモデルはブレースを除いたもの）

表 4.12 3 階建 学校 部材断面リスト

フレームモデル 部材リスト

柱リスト

無印:BCR295
:BCP325

FL	C1	C2	C3	C4	C5
3	-400x400x19	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x16
2	-400x400x19	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x19	-400x400x19
1	-400x400x22	-400x400x19	-400x400x19	-400x400x22	-400x400x22

大梁リスト

無印:SN400B

FL	G1	G2	G3	G4	G5	G6 ~ G9
R	H-700x300x13x24	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-700x300x13x24	H-700x300x13x24	H-440x300x11x18
3	H-700x300x13x24	H-440x300x11x18	H-440x300x11x18	H-440x300x11x18	H-440x300x11x18	H-440x300x11x18
2	H-700x300x13x24	H-488x300x11x18	H-488x300x11x18	H-700x300x13x24	H-700x300x13x24	H-488x300x11x18

小梁リスト

(小梁は全モデル共通)

b58	H-588x300x12x20	SN400B	G1との取合い側は剛接
b25	H-250x125x6x9	SS400	

ダンパーモデルa 部材リスト

柱リスト

無印:BCR295
:BCP325

FL	C1	C2	C3	C4	C5
3	-400x400x19	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x22
2	-400x400x22	-400x400x19	-400x400x19	-400x400x22	-400x400x22
1	-400x400x22	-400x400x22	-400x400x19	-400x400x22	-400x400x25

大梁リスト

無印:SN400B
:SN490B
SS400, 両端ピン

FL	G1	G2	G3	G4	G5	G6
R	H-700x300x13x24	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-488x300x11x18	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
3	H-700x300x13x24	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-488x300x11x18	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
2	H-700x300x13x24	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-488x300x11x18	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16

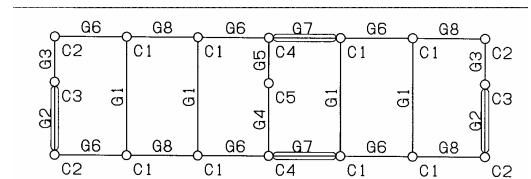
FL	G7	G8	G9
R	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
3	H-488x300x11x18	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16
2	H-488x300x11x18	H-500x200x10x16	H-500x200x10x16

ダンパーリスト(板厚 × 幅)

(ダンパーはモデルabで共通)

FL	A1	長さ(両側合計)	A1	長さ
	弾性部		弾塑性部	
3	PL-25x240	2200	PL-19x120	3528
2	PL-28x440	1900	PL-22x220	3828
1	PL-28x440	2350	PL-22x220	3378

FL	A2	長さ(両側合計)	A2	長さ
	弾性部		弾塑性部	
3	PL-25x260	2910	PL-19x140	1892
2	PL-28x400	1300	PL-22x200	4428
1	PL-28x460	1830	PL-25x200	3898



ダンパーモデルb 部材リスト

柱リスト

無印:BCR295

FL	C1	C2	C3	C4	C5
3	-400x400x19	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x19
2	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x19	-400x400x19
1	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x16	-400x400x19	-400x400x19

大梁リスト

無印:SN400B
SS400, 両端ピン

FL	G1	G2	G3	G4	G5	G6
R	H-692x300x13x20	H-496x199x9x14	H-450x200x9x14	H-482x300x11x15	H-482x300x11x15	H-496x199x9x14
3	H-692x300x13x20	H-496x199x9x14	H-450x200x9x14	H-482x300x11x15	H-482x300x11x15	H-496x199x9x14
2	H-692x300x13x20	H-496x199x9x14	H-450x200x9x14	H-482x300x11x15	H-482x300x11x15	H-496x199x9x14

FL	G7	G8	G9
R	H-496x199x9x14	H-496x199x9x14	H-496x199x9x14
3	H-496x199x9x14	H-496x199x9x14	H-496x199x9x14
2	H-496x199x9x14	H-496x199x9x14	H-496x199x9x14

表 4.13 3 階建学校 静的解析結果一覧

設計概要一覧

1は1次設計時のダンパーの分担率
uは保有耐力時のダンパーの分担率
opt = 1-1/ (1+KD/KF)

X方向 (桁方向)	階	1次設計										2次設計						
		固有周期	層重量	総重量	層せん断力	層せん断力係数	ダンパー分担率	初期剛性	k=KD/KF	層間変位	層間変形角	構造特性係数	必要保有耐力	保有耐力	ダンパー分担率	最適分担率	余裕度	ダンパー付柱軸力比
		T1(sec)	Wi(kN)	Wi(kN)	Qi(kN)	Ci	1	K1(kN/cm)	-	i(cm)	i/Hi	Ds	Qun(kN)	Qu(kN)	u	opt	Qu/Qun	u=330Nu/No
フレームモデル of9	3F	0.731	4898	4898	1363	0.278	-	1410	-	0.93	1/442	0.25	1704	4749	-	-	2.79	-
	2F		4716	9614	2226	0.232	-	1588	-	1.40	1/292	0.25	2783	7755	-	-	2.79	-
	1F		4746	14360	2872	0.200	-	2105	-	1.37	1/300	0.25	3590	10003	-	-	2.79	-
ダンパーモデルa (全体系a) wd12	3F	0.439	4837	4837	1347	0.278	-	2514	-	0.49	1/836	0.25	1864	5865	-	-	3.15	0.057
	2F		4683	9520	2205	0.232	-	5352	-	0.43	1/953	0.25	2756	9597	-	-	3.48	0.172
	1F		4702	14222	2844	0.200	-	6422	-	0.44	1/923	0.25	3556	12381	-	-	3.48	0.377
(フレーム系a)	3F		-	-	680	0.141	-	1157	-	-	-	-	-	4446	-	-	-	-
	2F		-	-	467	0.049	-	1294	-	-	-	-	-	6538	-	-	-	-
	1F		-	-	874	0.061	-	1972	-	-	-	-	-	9431	-	-	-	-
(ダンパー系a)	3F		-	-	667	0.138	0.495	1357	1.17	-	-	-	-	1419	0.242	0.321	-	-
	2F		-	-	1738	0.183	0.788	4059	3.14	-	-	-	-	3059	0.319	0.508	-	-
	1F		-	-	1970	0.139	0.693	4450	2.26	-	-	-	-	2950	0.238	0.446	-	-
ダンパーモデルb (全体系b) wd15	3F	0.438	4806	4806	1337	0.278	-	2829	-	0.44	1/930	0.25	1671	4759	-	-	2.85	0.055
	2F		4624	9430	2182	0.231	-	4953	-	0.45	1/912	0.25	2728	7768	-	-	2.85	0.227
	1F		4624	14054	2811	0.200	-	6180	-	0.46	1/897	0.25	3514	10006	-	-	2.85	0.477
(フレーム系b)	3F		-	-	550	0.114	-	1038	-	-	-	-	-	3338	-	-	-	-
	2F		-	-	406	0.043	-	989	-	-	-	-	-	4704	-	-	-	-
	1F		-	-	788	0.056	-	1724	-	-	-	-	-	7051	-	-	-	-
(ダンパー系b)	3F		-	-	787	0.164	0.589	1791	1.73	-	-	-	-	1421	0.299	0.394	-	-
	2F		-	-	1776	0.188	0.814	3965	4.01	-	-	-	-	3064	0.394	0.553	-	-
	1F		-	-	2023	0.144	0.720	4456	2.58	-	-	-	-	2955	0.295	0.472	-	-

表 4.14 3 階建学校 鋼材量の比較

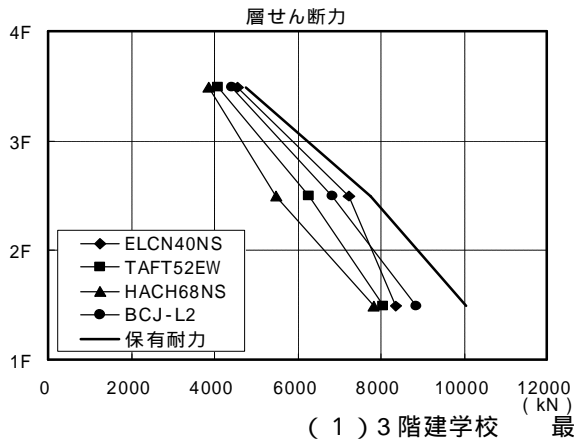
部位	材質	フレームモデル F		ダンパーモデルa Da		ダンパーモデルb Db		Da/F	Db/F	Da/Db
		WF(t)	(kg/m2)	WD(t)	(kg/m2)	WD(t)	(kg/m2)			
柱	BCR295	45.43	24.3	46.81	25.0	41.75	22.3	1.03	0.92	1.12
	BCP325	-	-	2.16	1.15	-	-	-	-	-
大梁	SN490B	13.99	-	37.61	20.09	-	-	-	-	-
	SN400B	90.69	48.4	41.68	22.3	28.44	15.2	0.46	0.31	1.47
	SS400	-	-	13.51	7.2	53.19	28.4	-	-	0.25
小梁	SS400	44.41	23.7	44.66	23.9	44.69	23.9	1.01	1.01	1.00
合計		194.51	103.9	186.43	99.6	168.06	89.8	0.96	0.86	1.11

ダンパーモデルの
座屈拘束ブレース量
(詳細は部材リスト参照)

座屈拘束ブレース 軸降伏部:LY225, 弾性部:SN490B					
X方向(モデルa, bとも)			Y方向(モデルa, bとも)		
軸降伏耐力(kN)	全長(m)	本数	軸降伏耐力(kN)	全長(m)	本数
371	5.73	4	557	4.80	4
1095	5.73	4	960	5.73	4
1056	5.73	4	1133	5.73	4

註: ダンパーモデルには別途座屈拘束ブレースが必要

フレームモデル (X 方向)



ダンパーモデルa (X 方向)

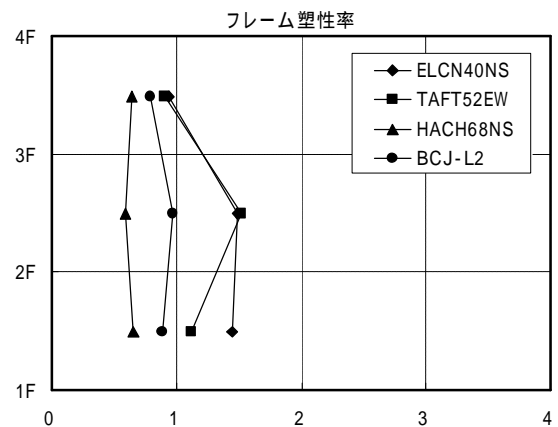
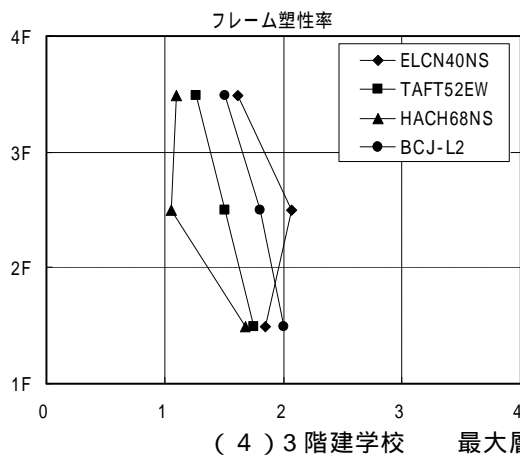
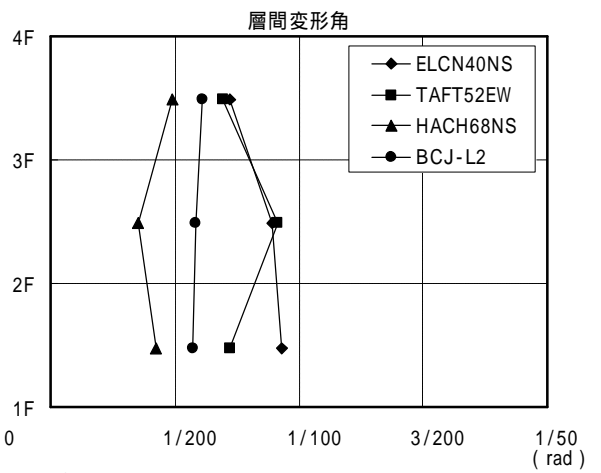
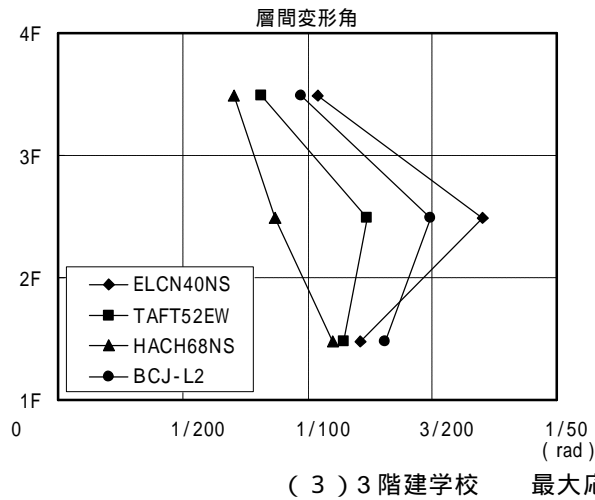
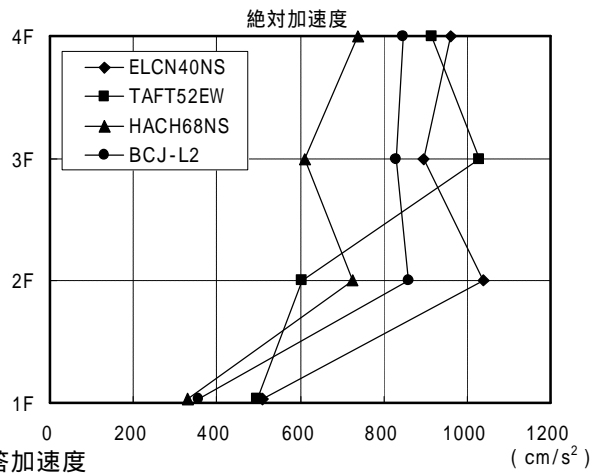
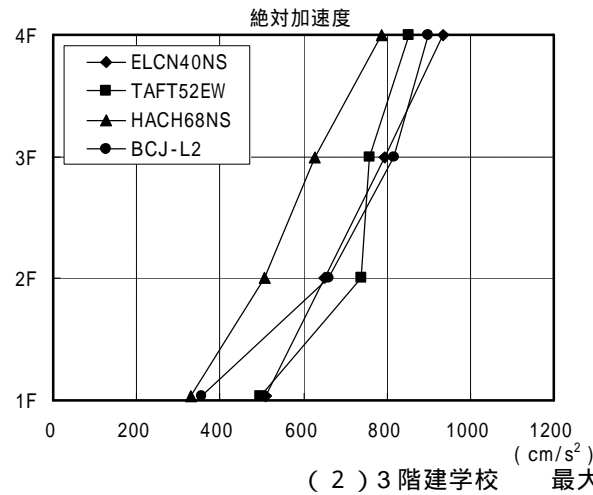
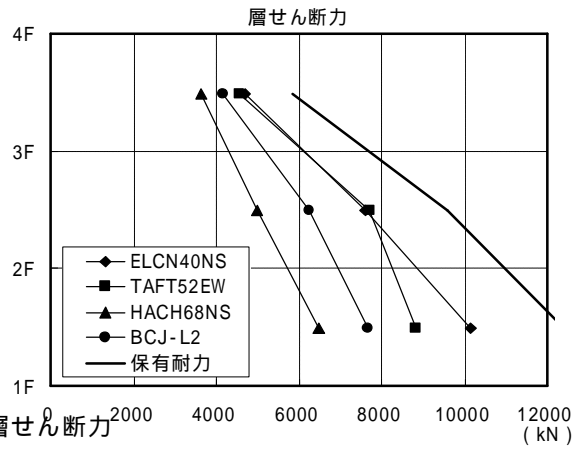


図 4 . 14 3 階建 学校 地震応答解析結果 (1)

ダンパーモデルb (X 方向)

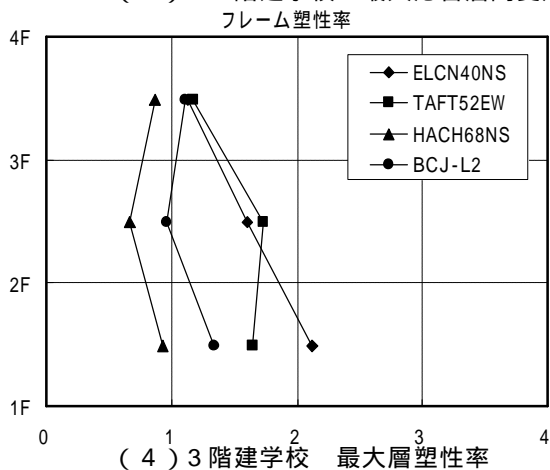
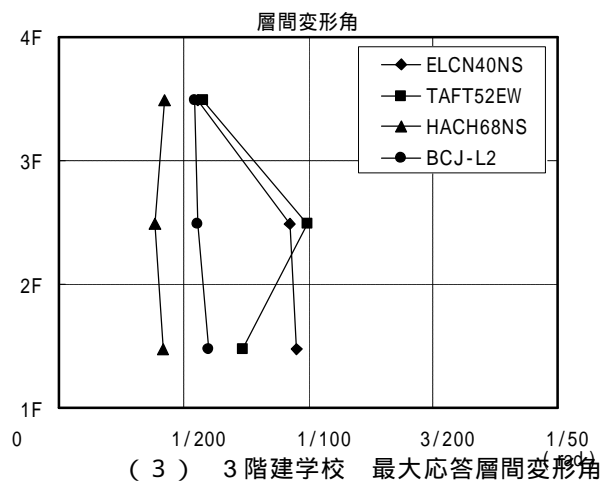
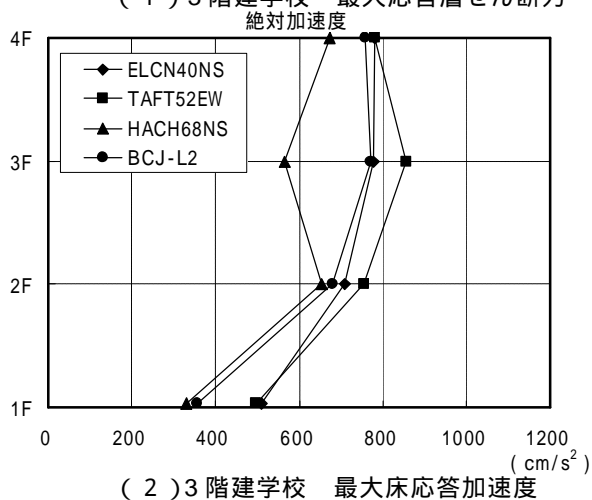
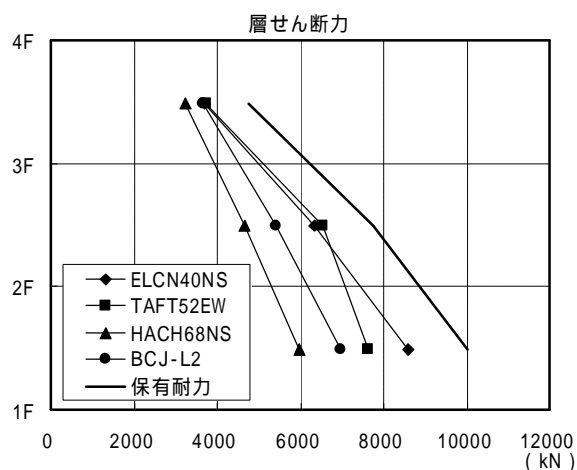


図 4 . 15 3 階建 学校 地震応答解析結果 (2)

表 4.15 3 階建 学校 地震応答解析結果（最大塑性率、累積塑性変形倍率）

フレームモデル

最大応答塑性率

層	ELCN40NS	TAFT52EW	HACH68NS	BCJ-L2	最大値
3	1.61	1.26	1.09	1.51	1.61
2	2.07	1.50	1.06	1.81	2.07
1	1.85	1.75	1.68	2.00	2.00

ダンパーモデル a

最大応答塑性率

層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー
3	0.94	2.83	0.91	2.73	0.64	1.94	0.80	2.40	0.94	2.83
2	1.49	4.89	1.52	5.01	0.59	1.94	0.97	3.19	1.52	5.01
1	1.44	5.79	1.12	4.50	0.66	2.64	0.88	3.55	1.44	5.79

ダンパー部材 (LY225 部分) 累積塑性変形倍率

層	ELCN40NS	TAFT52EW	HACH68NS	BCJ-L2	最大値
3	15.6	25.1	8.4	68.7	68.7
2	29.1	28.8	7.2	65.3	65.3
1	73.4	60.0	29.6	210.5	210.5

ダンパーモデル b

最大応答塑性率

層	ELCN40NS		TAFT52EW		HACH68NS		BCJ-L2		最大値	
	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー	フレーム	ダンパー
3	1.13	2.87	1.17	2.99	0.86	2.20	1.11	2.83	1.17	2.99
2	1.61	4.92	1.73	5.30	0.67	2.04	0.96	2.95	1.73	5.30
1	2.13	5.90	1.64	4.56	0.93	2.58	1.34	3.73	2.13	5.90

ダンパー部材 (LY225 部分) 累積塑性変形倍率

層	ELCN40NS	TAFT52EW	HACH68NS	BCJ-L2	最大値
3	25.8	48.0	19.2	143.6	143.6
2	25.1	20.1	6.8	57.9	57.9
1	69.9	58.1	29.3	216.5	216.5

4.3 ダンパー効率に関する検討

4.3.1 ダンパー系の適正耐力分担率

履歴型ダンパーの効果はダンパー系に関するいくつかの力学指標によって表現される。文献 4.6) では、1 質点系について架構を構成するフレームとダンパー系が、それぞれ図 4.16 のような完全弾塑性型の復元力を有するものと仮定して次のような検討がされている。

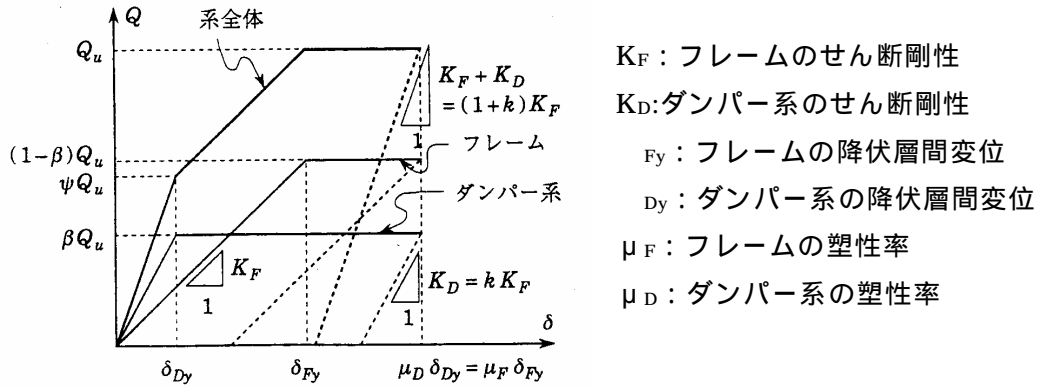


図 4.16 ダンパー付きフレームの復元力特性

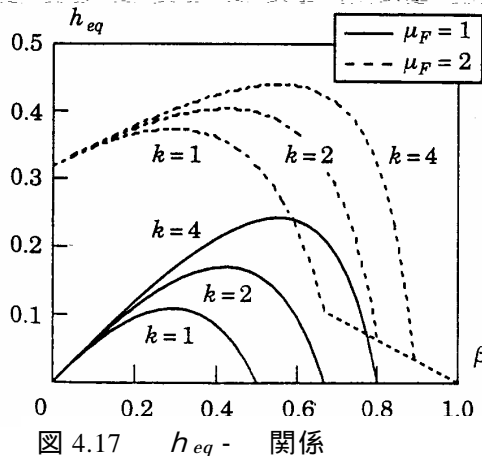
図 4.16 において Q は層せん断力、 δ は層間変位を表す。 β はダンパー系のせん断耐力レベルを表す指標であり、系全体の最大せん断力 Q_u に対するダンパー系の分担率を表す指標である。 ψ はダンパー系がエネルギー吸収を開始するときの系全体のせん断力レベルを表す指標であり、トリガーレベル係数と呼ばれる。また、ダンパー系のせん断剛性 K_D とフレームのせん断剛性 K_F の比は剛性比と呼ばれ、次式で定義される。

$$k = \frac{K_D}{K_F} \quad (4.4)$$

図 4.16 に示す復元力特性を有する系が定常応答時に履歴ループを描く場合、この履歴系の等価粘性減衰定数 h_{eq} は次式で表される。

$$\frac{\pi}{2} h_{eq} = 1 - \frac{\beta^2}{(1-\beta)k\mu_F} - \frac{1-\beta}{\mu_F} \quad (4.5)$$

(4.5) 式は、 $\mu_F \geq 1$ 、 $\mu_D \geq 1$ の範囲に対して成立する。この式から得られる h_{eq} - 関係をダンパー系とフレームの剛性比 k およびフレームの塑性率をパラメータとして描いたものが図 4.17 である。



注) $\mu_F = 2$ の場合の右下の直線部分は $\mu_F = 1$ 、 $\mu_D < 1$ の場合で、(4.5) 式の適用範囲外である。

h_{eq} は k あるいは μ_F が大きくなると増大するが、 β に対しては最大値が存在し、この最大値 β_{opt} は次のように得られる。

$$\frac{\partial h_{eq}}{\partial \beta} = 0 \quad \beta_{opt} = 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + k_i}} \quad (4.6)$$

ここで、等価粘性減衰を最大化するという意味で β_{opt} はダンパー系の適正分担率と呼ばれる。文献 4.5)では、図 4.16 の復元力特性を有する 1 質点系の弾塑性地震応答解析などを踏まえて、ダンパー系の適正耐力分担率について次の知見を得ている。

- (1) 履歴型ダンパー付き架構の設計で着目すべき力学指標はダンパー系の耐力と剛性を表す 2 つの指標である。
- (2) ダンパーのエネルギー吸収が最も大きくなる適正な分担率 β_{opt} は剛性比 k だけで判定できる。
- (3) 適正な分担率 β_{opt} の範囲は剛性比 k が大きいほど拡大する。適正な β_{opt} の範囲の概略の目安は架構の設計耐力の 10%程度から β_{opt} の範囲にある。 β_{opt} を過大に設定するとむしろ柱・梁の損傷が増大するとともに、変形応答も増大する。
- (4) β_{opt} が小さくなるほどダンパーに要求される変形能力は高くなる。

4.3.2 試設計骨組のダンパー効率

前節で検討した試設計骨組 4 例について、上述のダンパー効率の観点から検討する。

各骨組の各階の剛性比 k およびダンパー系の分担率 β を表 4.16 に示す。

表 4.16 試設計骨組の剛性比 k およびダンパー系の分担率

	5 階建物流倉庫		5 階建病院		5 階建病院 (SFS)		3 階建学校(モデル a)	
	k	(β_{opt})	k	(β_{opt})	k	(β_{opt})	k	(β_{opt})
5 階			0.54	0.18(0.19)				
4 階	1.42	0.22(0.36)	0.81	0.18(0.26)				
3 階	2.09	0.25(0.43)	0.91	0.18(0.28)			1.17	0.24(0.32)
2 階	2.33	0.26(0.45)	0.94	0.18(0.28)			3.14	0.32(0.51)
1 階	1.89	0.23(0.41)	0.68	0.16(0.23)	4.81	0.43(0.59)	2.26	0.24(0.45)
平均	1.93	0.24(0.42)	0.78	0.18(0.25)	4.81	0.43(0.59)	2.19	0.27(0.44)

剛性比 k 、 μ_F および μ_F から (4.5) 式により得られる等価粘性減衰 h_{eq} を表 4.17 に示す。地震応答解析で得られた塑性率の範囲について、 β_{opt} の場合の値と併せて示す。試設計骨組のいずれも β_{opt} は 10%以上、 β_{opt} 以下であり、前述の知見による適正な β_{opt} の範囲にある。等価粘性減衰も β_{opt} の場合に近い値を示し、前節の地震応答解析でダンパーの効果が確かめられたことを裏付けるものとなっている。

表 4 . 17 試設計骨組の等価粘性減衰

	μ_F	h_{eq} (平均)	h_{eq} (平均 opt)	/
5 階建物流倉庫	$\mu_F = 1.0 \sim 1.3$	0.13 ~ 0.25	0.17 ~ 0.28	0.77 ~ 0.89
5 階建病院	$\mu_F = 1.2 \sim 1.8$	0.17 ~ 0.32	0.19 ~ 0.33	0.90 ~ 0.98
5 階建病院 (SFS)	$\mu_F = 1.0 \sim 1.4$	0.23 ~ 0.35	0.26 ~ 0.37	0.88 ~ 0.94
3 階建学校 (モデル a)	$\mu_F = 1.0 \sim 1.5$	0.14 ~ 0.31	0.18 ~ 0.33	0.79 ~ 0.93

4.4 中低層建築物への適用検討のまとめ

4 章では、制振構造のさらなる普及の可能性を検討することを目的として、現状では建築確認の手続き上の理由により採用が敬遠されている中低層建物への適用可能性を具体的な設計例に基づいて検討した。学校・病院・物流倉庫を想定した 3 ~ 5 階建の 4 種類の鋼構造建物を対象とし、動的応答解析による検討から得られた知見を以下に示す。

- 1) 対象とした 4 ケースすべてにおいて、履歴型ダンパーを用いることにより、鋼材重量増を伴うことなく応答変形や主体構造の塑性変形（損傷）を低減し、耐震性能を大幅に向上させることができる。
- 2) 制振構造の構造コストについては、ダンパーのコストに依存するところがあるが、今後、ダンパー使用量の増大に伴うコストダウンが期待できることを併せて考えると、「同等の耐震性能を安価に実現できる」あるいは、「同等の構造コストに対して高い耐震性能を付与できる」ことが十分可能となる。
- 3) 5 階建て病院の例については、第一層にダンパーを集中配置する案も検討した。変形集中層となる第一層の仕上げ材等の変形追従性能が課題となるが、高強度鋼材の採用等によりこのような形式の構造も実現可能性があるといえる。
- 4) 履歴型ダンパー付架構において、ダンパーのエネルギー吸収が最も大きくなる適正な分担率は剛性比 k だけで判定でき、適正な範囲の概略の目安は架構の設計耐力の 10% 程度から opt の範囲にあるという既往の知見は、ここでの試設計骨組においても成立する。

参考文献

- 4.1) 和田章，岩田衛他：建築物の損傷制御設計，丸善，1998
- 4.2) 日本建築センタ - ：建築新技術レポート，2002
- 4.3) 「阪神淡路大震災以降の制震・免震構造、JSSC テクニカルレポート No.67, 社団法人日本鋼構造協会、平成 17 年 11 月」
- 4.4) 履歴型ダンパー付鋼構造骨組の設計法、平成 14 年 2 月、建築研究所・日本鉄鋼連盟市場センター
- 4.5) 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法、1998 年 9 月、(社)日本鋼構造協会・(社)鋼材倶楽部
- 4.6) 井上一朗：履歴型ダンパーを用いた耐震設計、耐震設計の新しい方向、1995.10

5 . ダンパ - 効率を高めたパッシブ制振構造における構造計画上の留意点

2 ～ 4 章に示したように、高層建物に限らず、中低層建物においてもエネルギー - 吸収部材を組み込んで耐震性能を向上させる設計が着実に普及するものと期待できる。この場合、多様な強度レベルの鋼材を組み合わせることで主架構の弾性変位を大きくしながら、ダンパーの効率を高める目的で主架構の剛性の適正化を図る構造計画が指向されると考えられる。

ここではこのような背景を踏まえ、パッシブ制振構造の鍵となる“エネルギー - 吸収を効率よく確実に行う手法”として「損傷集中の緩和を図る心棒構造」ならびにこれと対極となる「損傷集中型構造」の実用性について考察するとともに適用実施例を示す。

5.1 ダンパ - 効率の向上と構造計画上の留意点

秋山は、ラーメン構造のエネルギー - 吸収能力を適切に評価して、耐震的により有利な設計を行う方法として、次の分類を行っている^{5.1)}。

骨組各層の塑性変形能力の向上を図る。

損傷集中の緩和を図る。

損傷集中を積極的に図る。

の方法は、塑性変形を許容して骨組を設計する場合に配慮すべき基本的な事項で、骨組自体の塑性変形能力を確保するほか、大きな塑性変形能力を有するダンパ - をエネルギー - 吸収部材として組み込むことなどが、超高層建築物において一般化している。

近年、種々の強度レベルの鋼材の実用化に伴い、エネルギー - 吸収能力の高いダンパ - 部材と、弾性変位を大きくした主架構との組合せにより、主架構の損傷を抑制ないし回避することを目標とする構造計画が可能となってきた。この場合、設計で意図した損傷制御を確実に実現するために、上記の あるいは の手法をさらに採り入れる必要があると考えられる。本性では、以降にそれぞれの方法の適用例を示す。

5.2 損傷分散型骨組

特定層への損傷集中を避ける一般的手法として、梁降伏先行による全体崩壊系を達成するように、一定値以上の柱梁耐力比（例えば 1.3 ～ 1.5 程度）を確保することが一般に行われる。秋山は、鉛直方向に連続する弾性柱を弾性に留まることにより損傷分散機能を有する「配力柱」と塑性化する架構を併存させる構造の可能性を示している^{5.1)}。

また、石田は五重の塔に代表される我国の高層型木造佛塔に設けられている心柱の耐震上の効果のひとつに「層間変位の集中を抑制する効果」があることを示している。^{5.2)}

ここでは、弾性変位を大きくした架構とダンパ - 部材からなる制振架構で、ダンパ - の剛性比と耐力比を比較的高く設定してダンパ - 効率を高め、かつ柱梁耐力比が 1.1 程度では柱降伏が生じて特定層への損傷集中が起こり得ることを示し、その対策のひとつとして弾性強度の高い「心棒」（秋山の提唱する配力柱）を組み込んだ場合の効果について検討する。

5.2.1 想定建物

図 5.1 に示す 10 階建事務所ビルを検討対象とする．コア周りを中心に座屈拘束プレースを履歴型ダンパ - として配するものとし，次の 3 種類のモデルを比較する．

AD14：プレースを全てダンパ - とする．ダンパ - 降伏後の主架構の損傷集中を避けることを意図して柱梁耐力比を 1.4 程度とする．

AD11：プレースを全てダンパ - とする．柱梁耐力比を 1.1 程度とする

BD11：一部のプレースの強度を高めてレベル 2 地震時に弾性を保つ心棒とする．ダンパ - 降伏後も心棒が損傷集中を防止することを期待して，柱梁耐力比は 1.1 程度とする．なお，連層のトラス架構を心棒としているが，図 5.1 に示すように 1 階脚部では片側の弦材に相当する柱を取り除くことにより脚部の固定度を小さくし，ダンパ - 降伏後は心棒自体は大きなせん断力負担をせずに，専ら特定層への損傷集中を回避する役目を持たせている．

各モデルの 3 次までの固有周期（ダンパ - 降伏前後）を表 5.1 に示す．また，表 5.2 に代表階のダンパ - 剛性比 k 及びダンパ - 耐力比 を，表 5.3 に各モデルの鋼材量を示す． A_i 分布荷重の増分解析による保有水平耐力は各モデルともほぼ同等となるよう設定している．なお，ダンパ - 剛性比 k の定義は(4.4)式、ダンパー耐力比 については図 4.16 に示している．

5.2.2 時刻歴応答解析結果

各モデルに対する時刻歴応答解析の諸元は次の通りである．

・解析モデル：部材レベルの弾塑性立体モデル

部材の弾塑性挙動はマルチスプリングモデルにより考慮

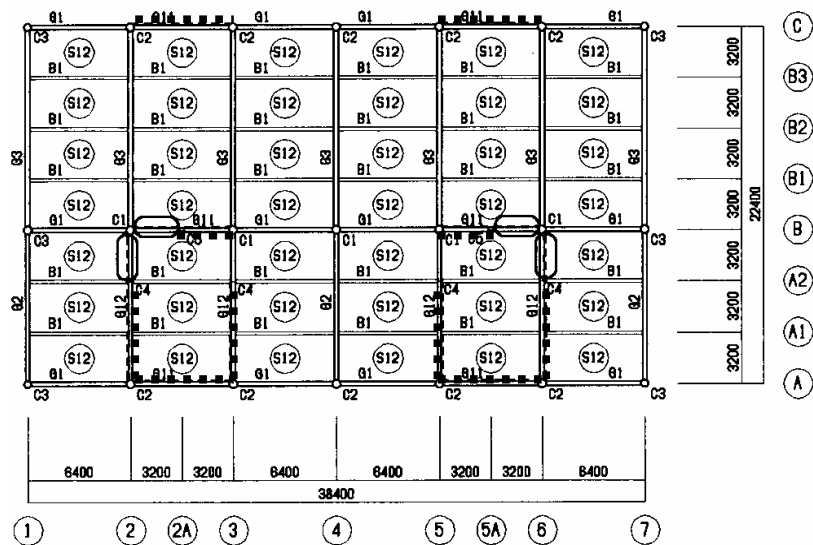
・減衰：1 次 2%，2 次 2%の Rayleigh 減衰

・入力地震動：EL CENTRO1940 NS,TAFT1952 EW (50cm/s) ,建築センタ - 波 BCJ - L2

入力地震動が X 方向の場合の応答結果のうち，各入力地震動毎の各モデルに対する層間変形角を図 5.2 に示す．また，EL CENTRO NS 波に対する各モデルの塑性ヒンジ発生状況を図 5.3 に示す．

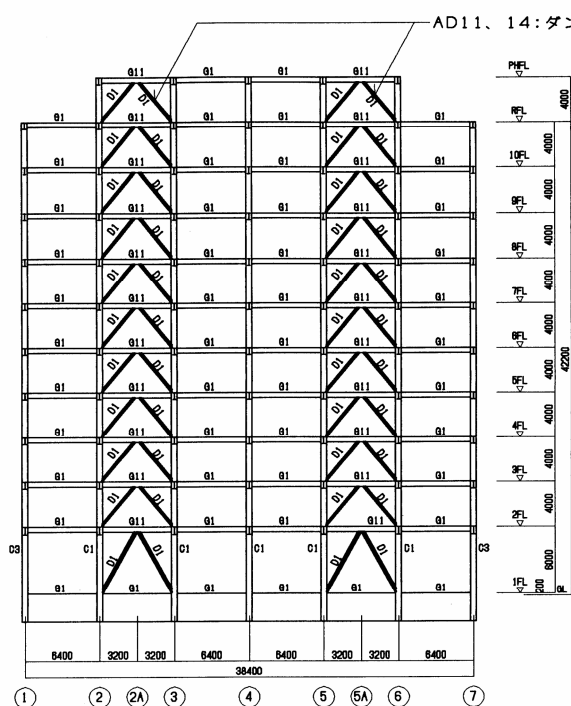
図 5.3 に示すように，ダンパ - 降伏後は純ラ - メンとなる AD モデルで，柱梁耐力比が 1.4 程度ある場合（AD14）ラ - メン部分に塑性ヒンジが発生しても柱脚以外に柱降伏は生じないため，特定層への損傷集中の可能性は少ない．一方，柱梁耐力比が 1.1 程度の場合，一部の層で柱降伏が生じている．特に 1 階では柱頭にも柱降伏が生じ，応答層間変位が大きくなっている．

これに対し，柱梁耐力比が 1.1 程度でも心棒を設けた BD モデルでは，図 5.3 に示すように一部の柱に塑性ヒンジが発生しても，図 5.2 に示すように特定層、特に 1 階の層間変形が大きくなることはない．

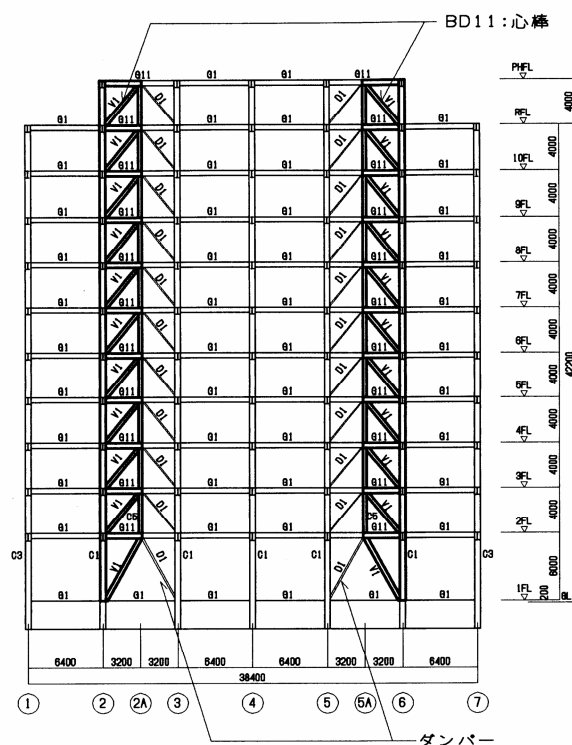


- - - - - ダンパー
 (---) ダンパーまたは心棒
 (BD11 の場合、心棒)

(a) 基準階伏図



(b) B 通り軸組図 (AD11, AD14 モデル)



(c) B 通り軸組図 (BD11 モデル)

図 5 . 1 10 階建て事務所ビル

表 5 . 1 X 方向 固有周期

(a) ダンパ - 降伏前 (秒)

モデル	AD14	AD11	BD11
1	1.91	1.98	1.85
2	0.65	0.67	0.62
3	0.37	0.39	0.35

(b) ダンパ - 降伏後 (秒)

モデル	AD14	AD11	BD11
1	2.88	3.05	2.58
2	0.98	1.04	0.82
3	0.56	0.60	0.45

表 5 . 2 ダンパ - 剛性比・耐力比

(a) ダンパ - 剛性比 k

階	AD14	AD11	BD11
7	1.06	1.11	0.71
4	1.17	1.24	0.83
2	1.48	1.65	1.14
1	1.62	1.86	1.41
平均	1.16	1.23	0.85

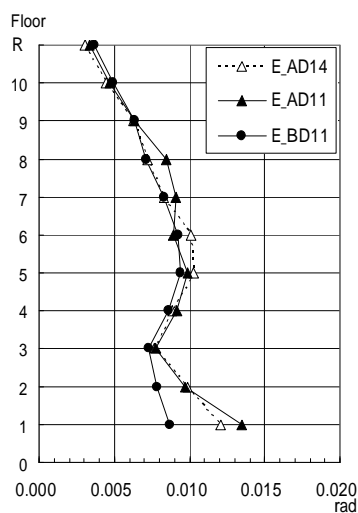
(b) ダンパ - 耐力比

階	AD14・ AD11	BD11
7	0.33	0.20
4	0.30	0.18
2	0.32	0.20
1	0.44	0.27
平均	0.32	0.20

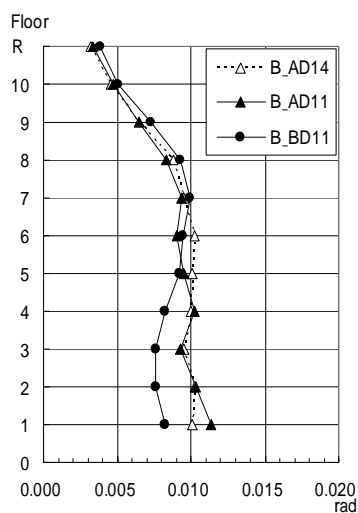
表 5 . 3 鋼材量 (ton)

	AD14	AD11	BD11
柱	290	220	220
大梁	320	320	320
ダンパー	15	15	12
心棒	-	-	50
合計	625	555	602

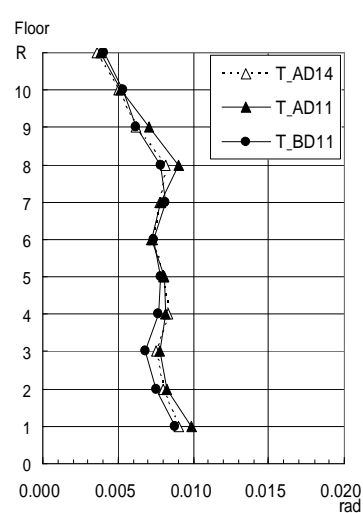
入力レベルを大きくした時の効果を確認する目的で、BCJ-L2 を 1.5 倍に拡大した入力に対する時刻歴応答解析を行った。AD11, BD11 モデルの層間変形角を図 5.4 に、塑性ヒンジ発生状況を図 5.5 に示す。入力レベルが大きくなると心棒のない AD モデルでは、1 階あるいは 4 階の損傷集中が顕著になっているのに対し、心棒のある BD モデルでは、柱梁に多くの塑性ヒンジが発生しているものの層間変形が各層ほぼ均一で、心棒が損傷分散に寄与していることは明らかである。BD11 モデルの使用鋼材量は AD14 モデル以下であり、このような架構計画が経済的にも十分成立可能といえる。



(a) BCJ-L2

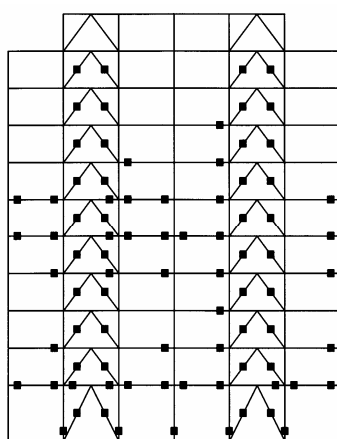


(b) EL CENTRO 1940 NS

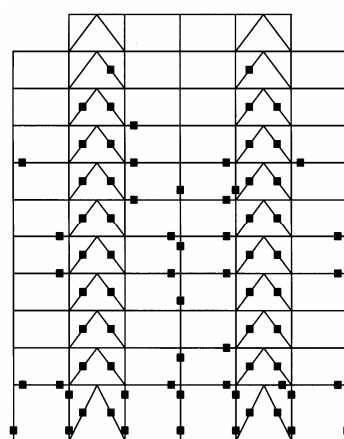


(c) TAFT 1952 EW

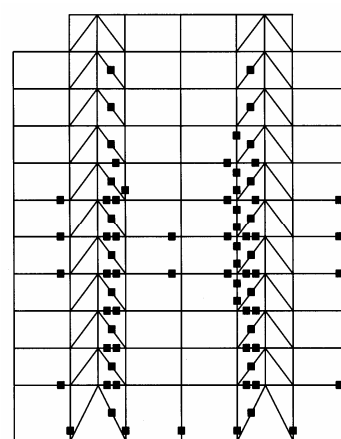
図 5 . 2 最大層間変形角



(a) AD14 (EL CENTRO)



(b) AD11 (EL CENTRO)



(c) BD11 (EL CENTRO)

図 5 . 3 塑性ヒンジ発生状況

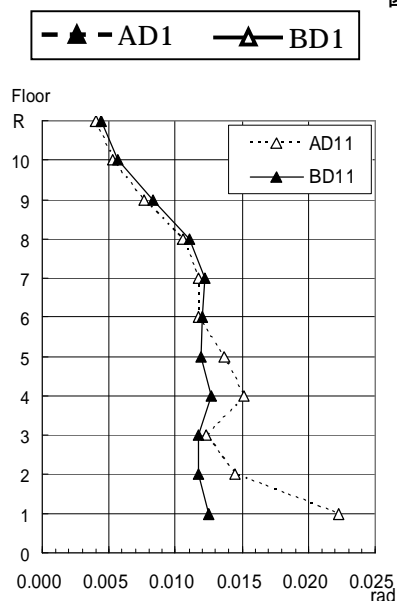
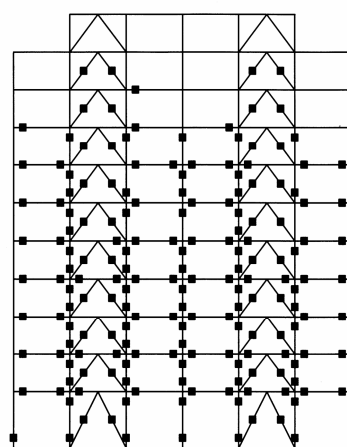
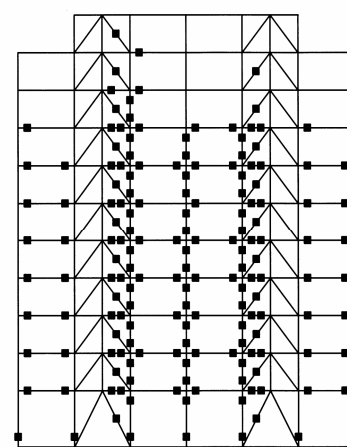


図 5 . 4 最大層間変形角
(BCJ-L2 の 1.5 倍入力)



(a) AD11 (BCJ-L2)



(b) BD11 (BCJ-L2)

図 5 . 5 塑性ヒンジ発生状況 (BCJ-L2 の 1.5 倍入力)

5.2.3 適用事例

心棒構造の適用事例を以下に示す．芯材に低降伏点鋼を用いた座屈拘束ブレースを地震時のエネルギー - 吸収機構として組み込んだ高層事務所ビルである．

表 5.4 建築概要・構造概要

建築概要	建築地	大阪市北区	
	建物用途	事務所	
	階数	地下 4 階，地上 23 階，塔屋 1 階	
	建物高さ	軒 高 GL+ 99.95m 最高高さ GL+104.95m	
	延床面積	約 54,700m ²	
構造概要	柱	CFT 造，鉄骨造	
	梁	鉄骨造	
	ブ レ - ス	鉄骨造（角形鋼管，H 型鋼 座屈拘束ブ レ - ス）	
	床	鉄筋コンクリート造	
	一次固有周期	X（短辺）方向	3.19 秒
		Y（長辺）方向	3.05 秒



写真 5.1 建物完成写真

表 5.4 に建物概要および構造概要を，図 5.6 に基準階伏図を，図 5.7 に短辺方向軸組図を示す．床伏図中には，座屈拘束ブレースの配置を示している．配置にあたっては，ブレース降伏後にねじれ振動が生じないように，平面的なバランスを考慮している．また，座屈拘束ブレースは，履歴型ダンパ - として適正な剛性・耐力の負担が期待でき，その効果が発揮される中・低層部に配置している．図 5.8 に示すように，短辺方向の連層ブレースのうち，1 スパン分については降伏耐力を高めて心棒として機能させている．座屈拘束ブレースの降伏は，この心棒に取り付く剛性の高い境界梁がせん断降伏する挙動に相当する．なお，本建物では，座屈拘束ブレースの芯材を図 5.9 に示すような変断面材とすることによって履歴型ダンパ - としてより適正な剛性・耐力を与え，有効に地震エネルギー - を吸収させることを意図している^{5.3)}．

本建物の耐震性能の目標値を表 5.5 に示す．ここで、レベル 1、およびレベル 2 で採用した地震動は EL CENTRO 1940NS、TAFT 1952EW、HACHINOHE 1968NS、OSAKA205 1963EW の各波である．

表 5.5 耐震性能の目標値

入力レベル	最大速度振幅 (cm/sec)	応答の目標値	
		最大層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大塑性率
レベル 1	25	6.0 以下	1.0 以下
レベル 2	50	12.0 以下	2.0 以下

図 5.10 にレベル 2 地震時相当の塑性ヒンジ発生状況を、図 5.11 にレベル 2 応答の最大層間変形角および最大塑性率を示す．設計の意図通りにダンパー降伏後も梁崩壊型が実現できており、耐震性能目標値を満足できていることがわかる．

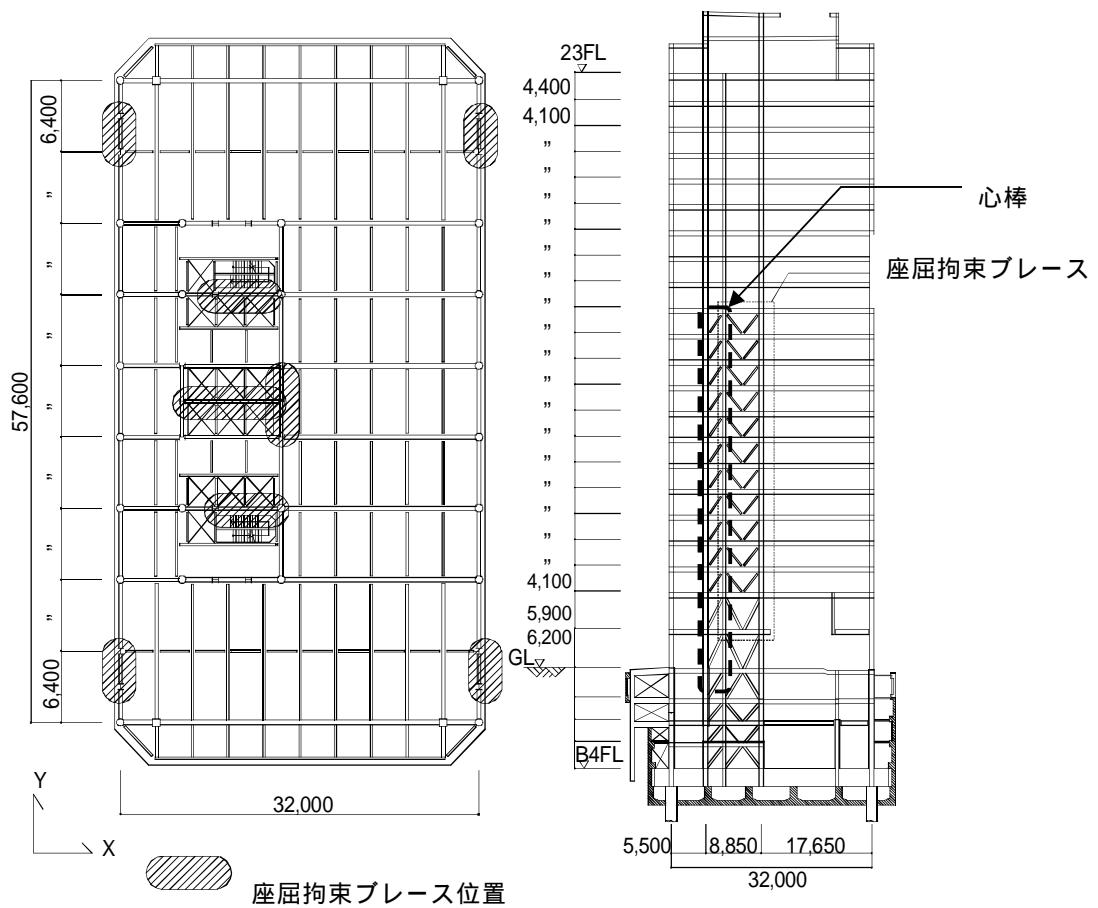


図 5.6 基準階伏図

図 5.7 短辺方向軸組図

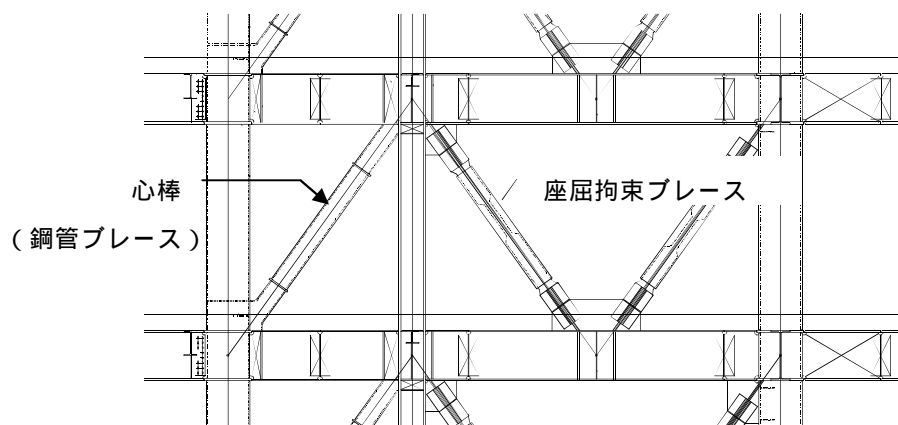


図 5.8 短辺方向ブレース部軸組詳細

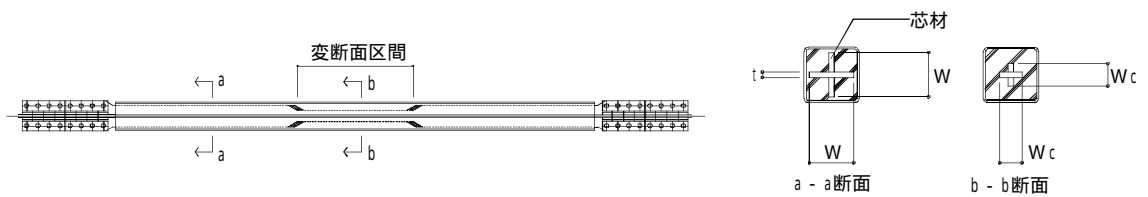


図 5.9 座屈拘束ブレース詳細

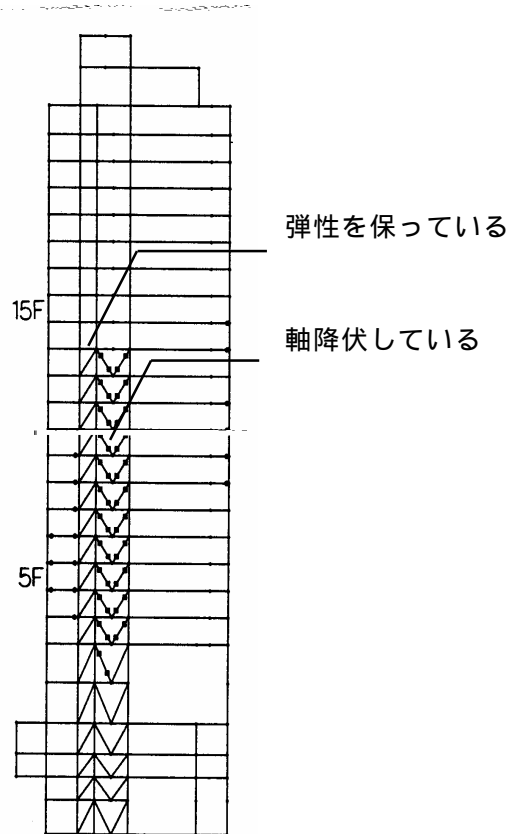
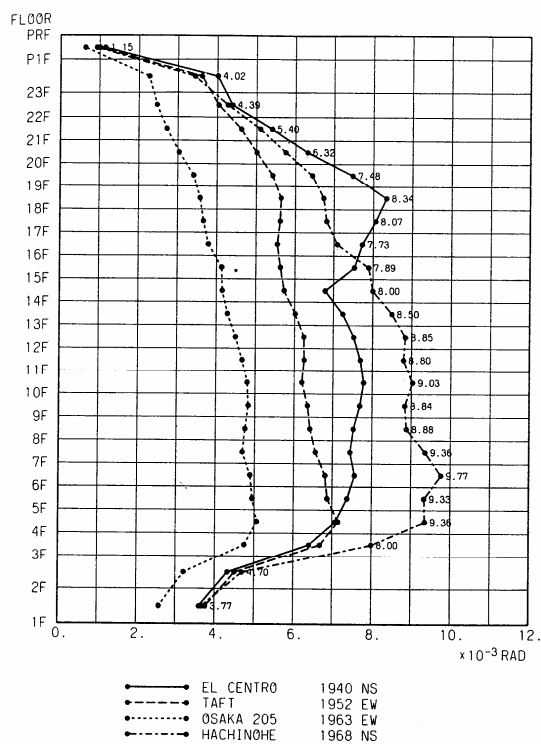
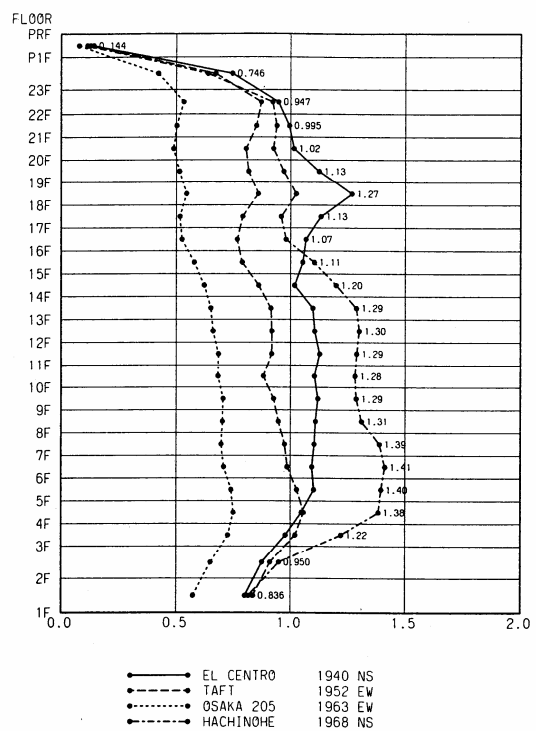


図 5.10 レベル 2 地震動時塑性ヒンジ発生状況



(a) 最大層間変形角



(b) 最大層塑性率

図 5.11 短辺方向 レベル 2 地震動時の応答

5.3 損傷集中型構造

秋山は、損傷集中を積極的に図る方法を「多層骨組の損傷集中の定量的評価にまつわる若干の曖昧さを払拭した明解な方法である」とし、「きわめて大きなエネルギー・吸収能力を有する構造要素が開発されれば、この構造要素を適切に配置することにより、経済性追求の新しい可能性が生ずるであろう」と論じている^{5.1)}。この典型が免震構造として実現している。一方、古くからある免震のアイデアを紐解いてみると、1927年に中村が、地面下に設置した両端ピン支持の2重長柱と相対変形の大きく生じる柱頭にエネルギー・吸収装置としてポンプ式ダンパ・を設ける方式の免震構造^{5.4)}(図5.12)を提案している。この頃アメリカにおいてフレキシブル・ファースト・ストリ・の考え方があった^{5.5)~5.7)}が、これにはエネルギー・吸収についての配慮がされていない。その手法が適用されたとされるオリブ・ビュ・病院がサン・フェルナンド地震の際にかなりの損傷を受けている^{5.8)}ことを考えると中村の提案の先駆性がうかがえる。

1981年には松下、和泉が図5.13に示す二重柱と鋼製ダンパ・を用いた構造を実現しており^{5.9)}、1989年には秋山、矢部らが第一層エネルギー集中型柔剛混合型構造の応答特性をエネルギー論的に解明するとともに、多層骨組の弾塑性振動実験ならびに鉄骨実大架構の仮動的実験を行ってその安全性を実証している^{5.10)~5.12)}。ここでは、先人のアイデアの実現例の一つとして、第一層を損傷集中層とした高層建築の設計例を示す。

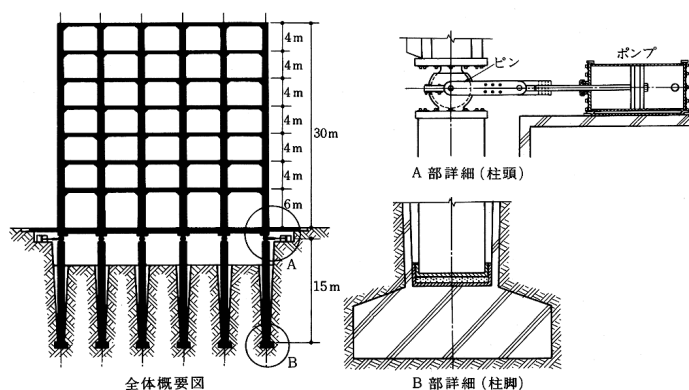


図 5.12 中村の2重柱とダンパ・模式図^{5.4)}

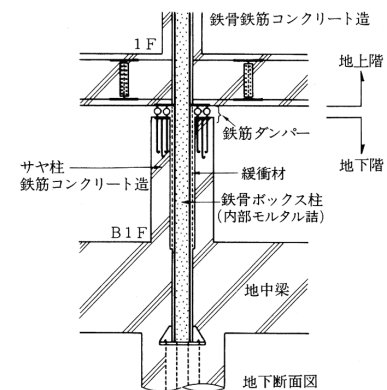


図 5.13 松下、和泉の東京理科大学1号館^{5.9)}

5.3.1 第一層損傷集中型制振構造採用の経緯

本建物は地上14階、地下2階の規模を有する執務室・会議室を主用途とする高層建物である(写真5.2、5.3)。構造概要を以下に示す。

基礎地業 直接地業 べた基礎

構造種別：構造形式 地下1階以上 鉄骨造(柱一部CFT造)、
地下2階 SRC造 一部RC造

架 構 地 上 軸ブレースおよび鋼板耐震壁付きラーメン架構

地下1階 制振デバイス付きラーメン架構

地下2階 RC耐力壁付きラーメン架構



写真 5.1 建物外観写真

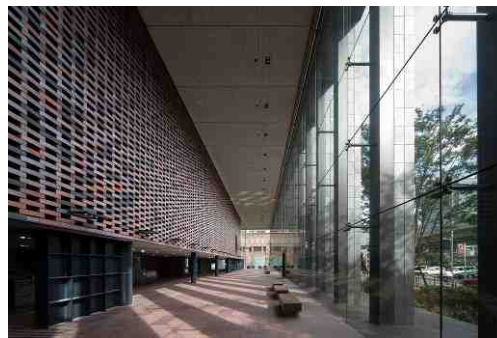


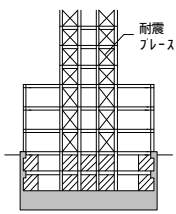
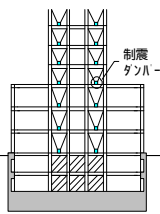
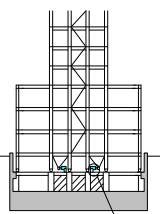
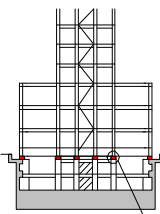
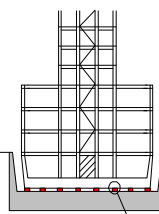
写真 5.2 エントランスロビー

基本設計段階で、建築主と耐震性能目標について協議した結果、積層ゴムアイソレータを用いる免震構造の高い耐震性能を認識しつつも、経済性とのバランスを検討した結果、制振構造を採用することとなった。さらに、既存地下躯体を有効活用することを条件として各階分散型の制振構造と、第一層集中型制振構造の可能性を検討した結果、次の理由から集中制振構造を採用することとなった。

- ・本建物の場合、既存地下躯体を活用することを前提としており、1 階柱脚を埋込柱脚とできないために地下 1 階から鉄骨造とすることが考えられる。この場合、地下 1 階は用途上壁面が多いため、ダンパーを多く配置することが容易に可能となる。
- ・予備検討によれば、地下 1 階にダンパーを集中配置することにより、免震構造のように上部構造の床応答加速度を低減することが可能となる。

種々の構造計画を比較検討した結果の概要を表 5.6 に示す。

表 5.6 構造方式の比較検討

	耐震	制震		免震	
	耐震構造	制震構造 (各階分散配置型)	制震構造 (B1階集中配置型)	免震構造 (中間層免震)	免震構造 (基礎免震)
構造概要図					
耐震性能 (震度6～7の大地震時の予測性状)	基準	同等～	～		
工期	基準	同等～		同等～	×
コスト	基準				×

5.3.2 構造概要と耐震設計目標

基準階伏図を図 5.14 に、主要軸組図を図 5.15,5.16 に示す。

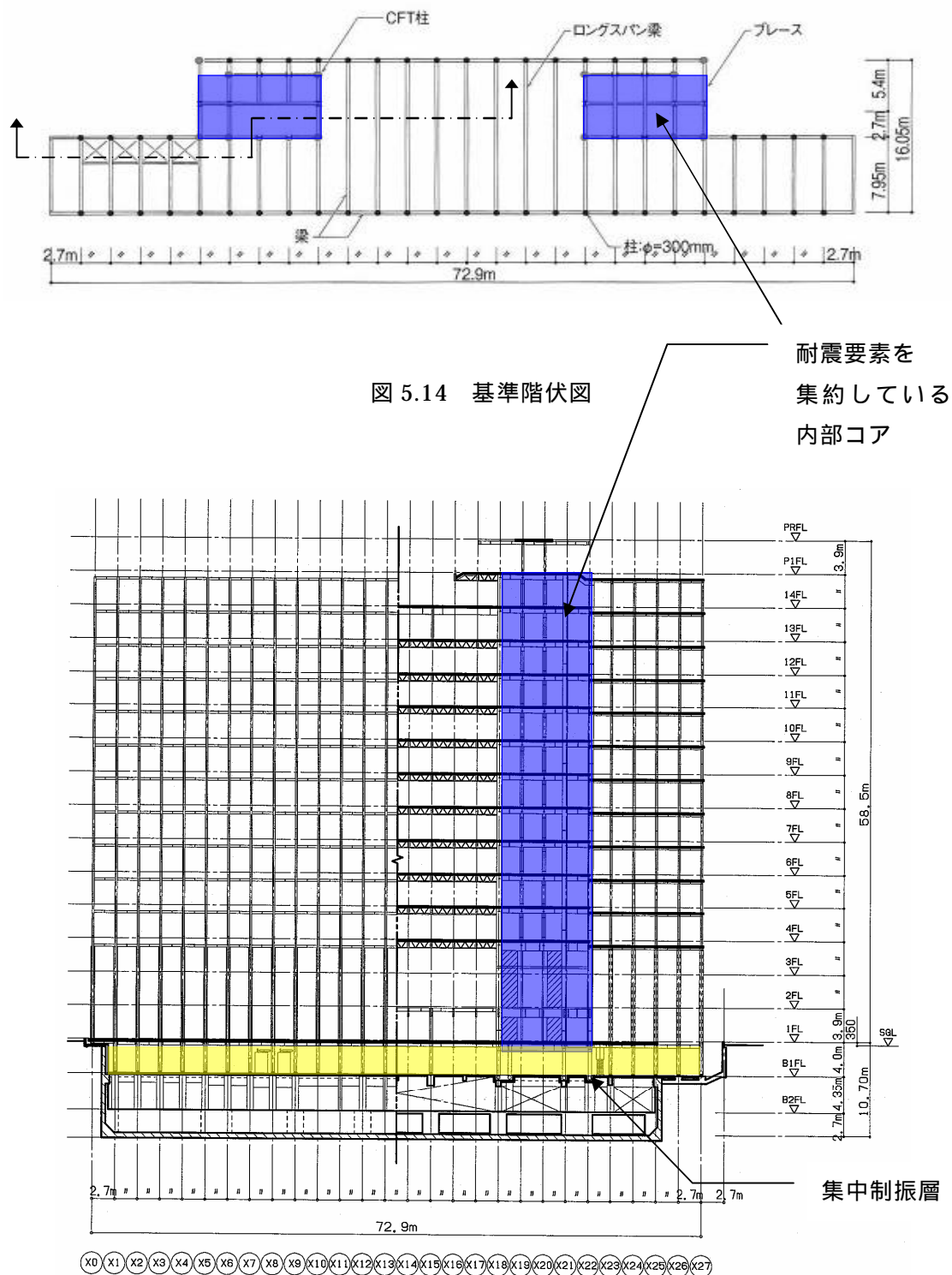


図 5.15 長辺方向軸組図

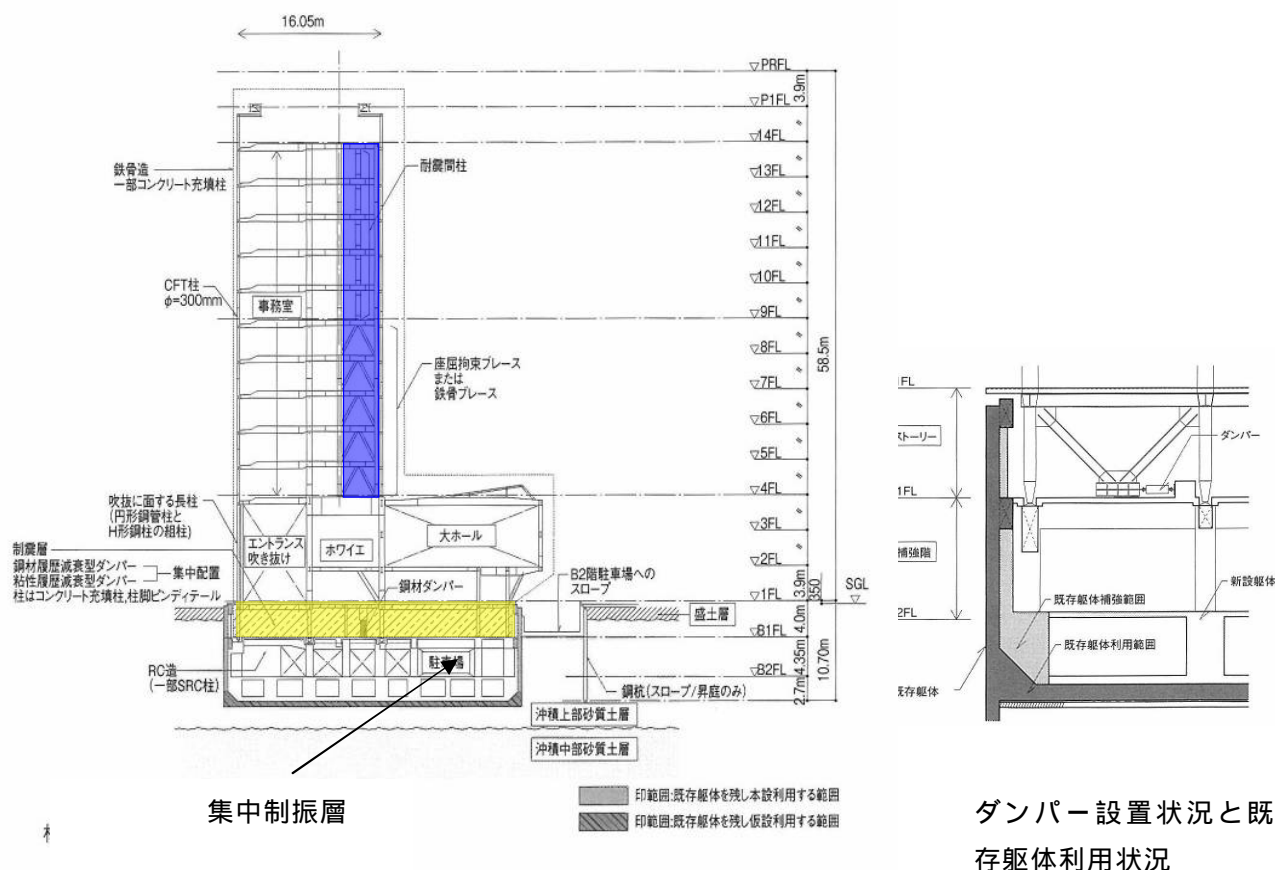


図 5.16 短辺方向軸組図

構造計画上の特徴は以下の通りである。

鉄骨造部分の第一層（地下 1 階）の主架構は、弾性限変位を大きくする目的で、柱材は SA440 材の厚肉小径の円形鋼管（遠心 casting）とし、さらに柱脚は図 5.17 に示すピン構造としている。柱脚をピンとすることにより、既存地下躯体に与える応力負荷も軽減できている。

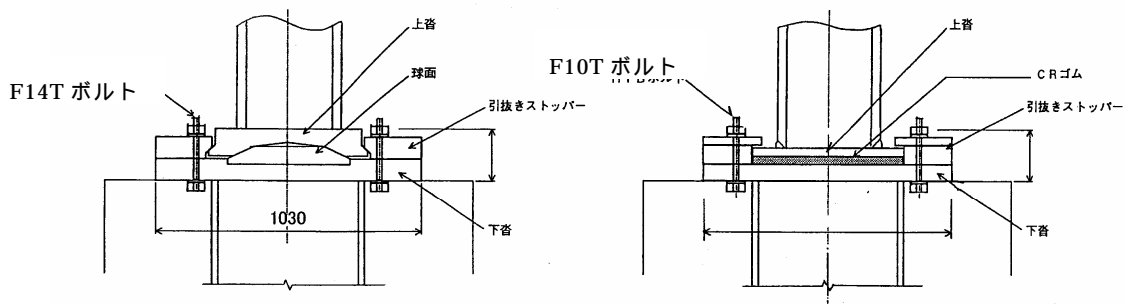
第一層に、履歴型鋼材ダンパ - （低降伏点鋼せん断パネル）およびオイルダンパ - を集中配置し、所要のエネルギー - 吸収能力を付与している。

地上部はブレスを配したラ - メン架構とし、地下 1 階の集中制振機構の効果により、地上部はレベル 2 地震に対しても軽微な損傷に留める。

耐震設計目標は表 5.7 の通りとした。

表 5.7 損傷集中型構造事例の耐震性能目標

	レベル 2 地震動に対する応答目標
1 ～ 14 階	<ul style="list-style-type: none"> 最大層間変形角 1/90 以下（1 ～ 3 階は 1/150 以下） 層の塑性率：1.5 以下
B1 階	<ul style="list-style-type: none"> 弾性限耐力以下 最大層間変位 60mm 以下 履歴型ダンパ - （せん断パネル）の最大せん断変形角：5×10^{-2}rad 以下 履歴型ダンパ - 累積塑性変形倍率:300 以下 層間変位は粘性減衰型ダンパ - の限界変形量（ストローク:±120mm）以下



タイプ A：引き抜き力が大きい場合

タイプ B：引き抜き力が小さい場合

図 5.17 B1 階柱脚のピンディテール

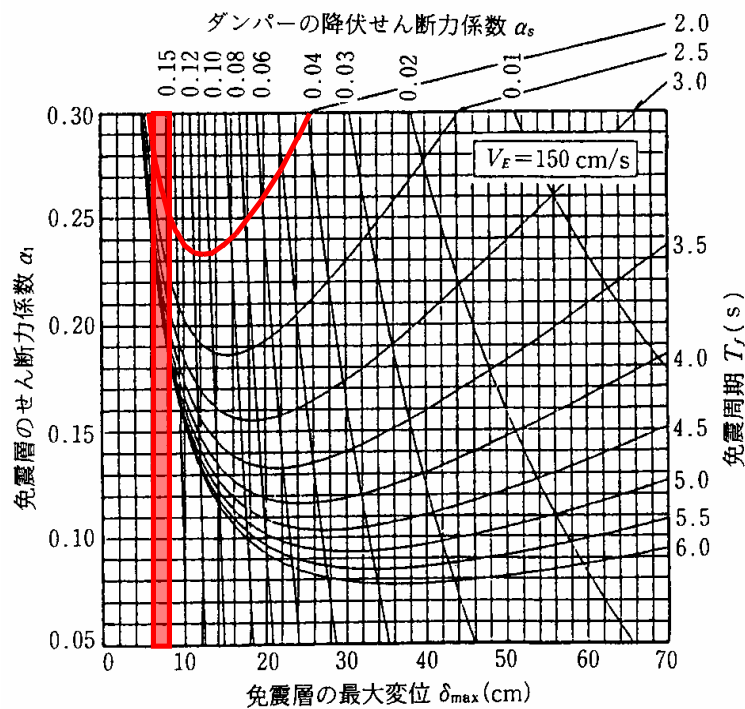


図 5.18 包絡解析法 5.13) による概略応答予測

5.3.3 集中制振層を設けた動的応答性状

本構造のダンパ - 降伏後の 1 次固有周期は約 2 秒である．免震構造の応答予測に用いられる包絡解析法 5.13) により $V_E=150\text{cm/s}$ に対する 1 質点系の応答予測を行うと，図 5.18 に示すように第一層の降伏せん断力係数が 0.15 程度であれば，最大変位が 6cm 程度、層せん断力係数は 0.25 程度となるとの見通しが立てられる．ダンパ - 量の初期値をこの値として，多質点モデルにおける B1 階のダンパ - 量，各層の剛性・耐力を変化させた時刻歴応答解析を繰り返し行って，応答が最小となるケースを探った．

このときの時刻歴応答解析の諸元は次の通りである．

- ・解析モデル：15 質点等価せん断型モデル（各質点水平 2 方向と捩れの 3 自由度）

B1 階には履歴型鋼材ダンパーをバイリニア型の弾塑性せん断バネとして、また速度依存型ダンパーの減衰特性と接合部材の剛性を直列に配した Maxwell 型モデルの要素を組み込んだ。

- ・入力地震動：建設省告示 1461 号に定められた模擬地震動 3 波、上町断層系の活動を想定して作成された模擬地震動 2 波、既往の観測波 3 波（EL CENTRO1940 NS, TAFT1952 EW、HACHINOHE1968 NS）の計 8 波

ダンパーの選定にあたっては、中小地震から効果を発揮する速度依存型ダンパー（オイルダンパー）を主体として考え、これに大地震時の減衰効果のコストパフォーマンスが良い低降伏点鋼材（LY225）を使用した鋼材履歴型ダンパーを付加した。決定したダンパー量（履歴型ダンパーは耐力、速度依存型ダンパーは最大減衰力）は、B1 階のレベル 2 応答に相当する層せん断力で基準化して表すと次のようである。

		長辺 (X) 方向	短辺 (Y) 方向
ダンパー耐力比 (=Qd / Qu)	履歴型	0.14	0.16
	速度依存型	0.45	0.55

応答解析結果の一例として短辺方向最外縁フレームのレベル 2 応答時の最大層間変位を図 5.19 に示す。B1 階の最大層間変位が目標値の 60 mm 以下に納まっており、一階以上の層間変位もそれぞれ目標値以下に納まっている。なお、第一層の層間変形角が約 1/60 と大きくなるため、P - 効果を考慮して主架構の安全性を確認している。

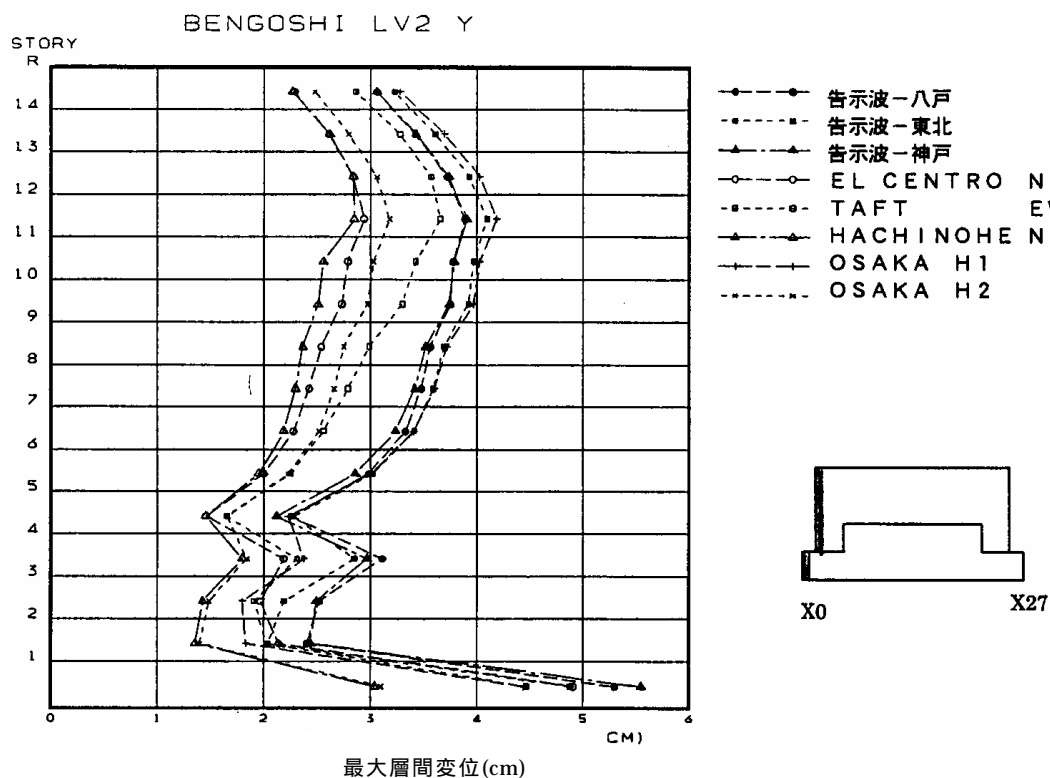


図 5.19 短辺方向最外縁フレームのレベル 2 応答時の最大層間変位

地下 1 階の集中制振の効果を確認するために 1 階レベルに直接地震入力を行った場合と、地下 1 階に集中制振層を介した場合の 2 つの状態に対する応答を比較した。図 5.20 に告示波 3 波に対する応答を示す。集中制振層の効果により約 40% の応答低減が実現できていることがわかる。

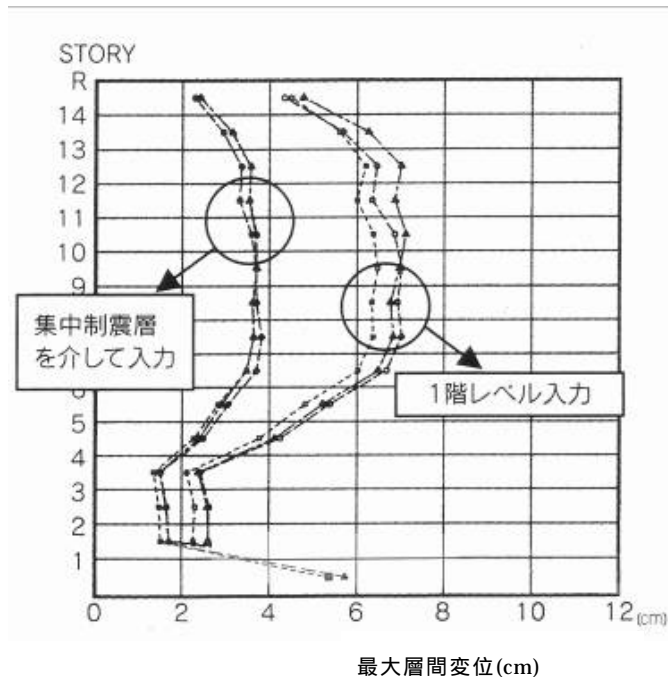


図 5.20 層間変位でみる集中制振効果

5.4 まとめ

エネルギー - 吸収部材を有効に組み込んで耐震性能を向上させるパッシブ制振構造は今後も着実に普及するものと期待できる。

多様な強度レベルの鋼材を適切に組み合わせてダンパーの剛性比・せん断力分担率を調整し、ダンパ - 効率をより高めた構造計画を行う際に“エネルギー - 吸収を効率よく、かつ確実にを行う手法”として次の手法の有効性ならびに実用性を示した。

1) ダンパ - 効率を高めるためにダンパ - の剛性比を高く設定し、かつ柱梁耐力比を 1.1 程度とした制振架構では柱降伏が生じて特定層への損傷集中が起こり得る。その対策のひとつとして架構のメカニズム時にも降伏しない弾性限強度を有する「心棒」(秋山の提唱する配力柱)を組み込むことが有効である。地上の各階にダンパーを分散配置をする場合で、心棒配置が可能な場合は、コストダウンの可能性はある。

2) 大きなエネルギー - 吸収能力を有する構造要素を第一層に集中的に配置して積極的に損傷集中層とした高層建築の設計例を示し、耐震性能を向上させる手法のひとつとして有効であることを示した。平面計画上地上階にダンパーをバランスよく配置することが困難で、地下階を鉄骨造とすることができるとような場合に有効な構造計画となり得る。

参考文献

- 5.1) 秋山宏：建築物の耐震極限設計 第2版，東京大学出版会，1987
- 5.2) 例えば石田修三：心柱紀行 地震と五重の塔 5、鉄鋼技術、通巻 54 号、pp52-53、1992 年 12 月
- 5.3) 青木和夫，福山國夫，奥本英史，鵜飼邦夫，多賀謙蔵：変断面アンボンドプレースを用いた超高層建築の設計，日本鋼構造協会年次論文報告集，第 6 巻，1998
- 5.4) 中村太郎：地震動エネルギーの吸収設備に就いて，建築雑誌，493 号，大正 3 年
- 5.5) Martel R.R.:The Effects of Earthquakes on Buildings with a Flexible First Story,Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.19,No3,1929.
- 5.6) Green,N.B. :Flexible First Story Construction for Earthquake Resistance,Transactions,American Society of Civil Engineers,Vol.100.1935.
- 5.7) Jacobsen,L.S.:Effect of a Flexible First Story in a Building Located on Vibrating Ground, Proceedings, Symposium Honoring S.Timoshenko on His Sixtieth Anniversary, Macmillan and Co.,New York, N.Y.1938.
- 5.8) Mahin,S.A.,Bertero,V.V.,Chopra,A.K.and Collins,R.G. : Response of the Olive View Hospital Main Building during the San Fernando Earthquake,No.EERC76-22, University of California,1976.
- 5.9) 和泉正哲：幾つかの試みを通しての所感，Structure，20 号，pp.25-28，1986.10
- 5.10) 秋山宏，宇野寿郎，矢部喜堂，真瀬伸治，平間敏彦，寺田岳彦，加藤征宏，大竹章夫：第一層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨構造の基本特性，日本建築学会論文報告集 第 402 号，pp79-97，1989 年 8 月
- 5.11) 矢部喜堂，真瀬伸治，平間敏彦，寺田岳彦，大竹章夫：第一層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨多層骨組の弾塑性振動実験，日本建築学会論文報告集 第 412 号，pp53-65，1990 年 6 月
- 5.12) 矢部喜堂，真瀬伸治，塚越英夫，平間敏彦，寺田岳彦，大竹章夫：第一層エネルギー集中型柔剛混合鉄骨実大架構の仮動的実験，日本建築学会論文報告集 第 413 号，pp41-50，1990 年 7 月
- 5.13) 例えば，多田英之，高山峰夫他：4 秒免震への道，理工図書

6．埋立地盤上の長大建築物の耐震設計と強震記録

1994年9月4日に開港した関西国際空港の中核施設を担う旅客ターミナルビルは、国際線・国内線のターミナルを上下に重ねた本館と、南北両側に伸びるウィングで構成され、斬新なターミナルコンセプトや流麗な外観デザイン、開放的な大空間等数々の特徴を有する、全長 1,700m、延床面積約30万 m^2 の巨大な建築物である。

建設地は約 1 億 8 千万 m^3 の埋立土を約 5 年の短期間で埋め立てた 511haもの大規模な埋立地盤であり、このような人工地盤上の施設の設計にあたっては、沈下が進行する工事中はもとより竣工後の沈下にも十分な配慮を払うことが重要課題であった。^{6.1～6.4)}

ここでは、空港島の地盤概要と旅客ターミナルビルの構造計画概要ならびに不同沈下修正対策を示したのち、大スパン屋根架構を含む長大建築物の耐震設計と1995年 1月17日に発生した兵庫県南部地震の強震記録について述べる。



写真6.1 空港島全景



写真6.2 4階出発コンコース

6.1 地盤概要と構造計画概要

6.1.1 地盤概要

空港島は、大阪湾南東部、泉州沖約 5 kmの海上に位置する。埋立前の平均水深は約18mで、その下におよそ20mの層厚を有する沖積粘土層と、さらにその下に砂層と粘性土が互層となった洪積層が数百mにわたり堆積している。埋立層は、比較的大きな岩砕（最大粒径 300mm）を含むレキ質土で構成され、急速施工法を採用した若齢地盤であり、層厚が大きい（約33m）という特徴を有している。

平均層厚33mにおよぶ埋立荷重により、旅客ターミナルビルの建設開始後も続く沈下量は約 3 年の工事期間中に 1 ～ 1.5m，開港50年後までにさらに1.5 ～ 2 m程度と想定されている^{6.5)}。設計時に想定した空港島全体の平均的な沈下の推移を図6.1に示す。

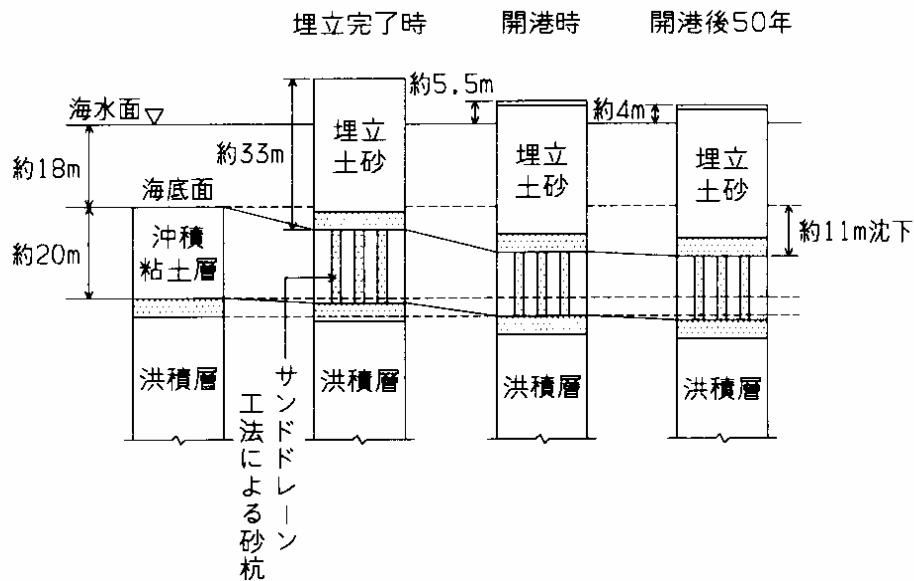


図6.1 空港島全体の平均的な沈下の推移

6.1.2 構造計画の基本方針

以上のような空港島の地盤特性をふまえ、不同沈下対策ならびに耐震設計の観点から以下の点を基本方針として構造計画を行った。

- 1)基礎工法は、埋立地盤をサンドコンパクションパイル工法による締め固めにてN値15以上に地盤改良したうえで直接基礎とする。埋立材は礫分を90%程度含む透水性の高い材料で、液状化の可能性は低い。地盤改良により安全性がさらに高まるとともに、埋立土の締め固めが緩い場合に地震動を受けて締め固まることにより生じる2次的な沈下を低減する効果が期待できる。
- 2)建物重量と排土重量のバランスをとることによって粘土層の圧密沈下の均一化すなわち不同沈下を極力低減する。海底地盤の不均一性により避けられない不同沈下の調整対策として、柱脚をジャッキアップしてレベル調整が実施できるようにする。
- 3)上部構造は、不同沈下に対して変形追随性に富む鉄骨造純ラーメン架構とする。長大な旅客ターミナルビルにおいては、温度応力・床コンクリートの乾燥収縮および架構性状の違いによる振動性状の差を考慮して適切な位置にエクステンションジョイントを設ける(図6.21参照)。ただし、基礎は鉄筋コンクリート造とし、不同沈下ならびに地震時の位相ずれ等を拘束する目的でエクステンションジョイントを設けず一体化を図る。
- 4)ジャッキアップ修正を行うべき変形の許容限界を適切に定め、その状態で発生している部材応力を各荷重組合せに考慮して断面設計(弾性設計)を行う。

構造概要を図6.2に示す。

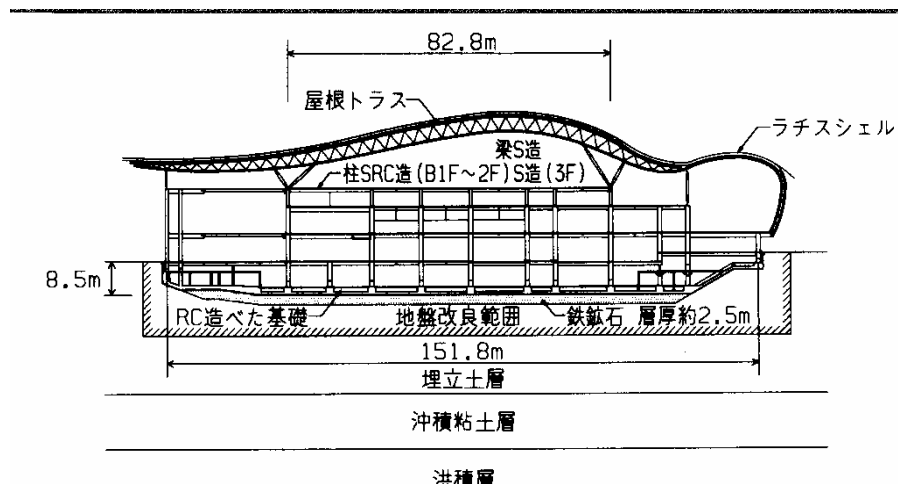


図6.2 旅客ターミナルビル本館の構造概要

6.1.3 不同沈下修正対策

排土バランスを良くしてもなお避けられない不測の不同沈下に対しては、不同沈下を計測し、ジャッキアップによる建物のレベル調整ができるようにしている。ここでは、その詳細を示す。

(1) ジャッキアップシステム

ジャッキアップは、最下階すなわち本館部分は地下1階、ウィング部分は1階の柱脚位置で行うこととした。最下階の床下にジャッキアップ専用のフロアを設けることが合理的なケースもあるが、地下を有する本館にそれを設けると排土重量と建物重量のバランスがさらに悪くなること、低層で建築面積の大きいウィングの場合経済的に非常に不利なこと、一方最下階は基本的に旅客ゾーンではないことから最下階柱脚位置でのジャッキアップを選択した。柱脚部は、図6.3に示すように、調整時に台車付きのコンパクトな油圧ジャッキを据え付けることができ、ベースプレート下のフィラープレートの厚さによりレベルを調整できるようにしている。

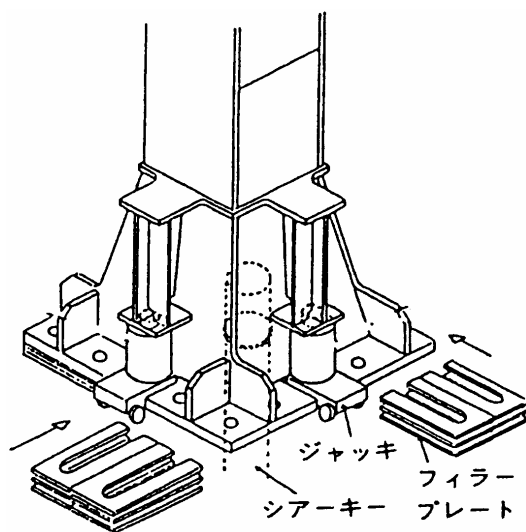


図6.3 最下階柱脚部

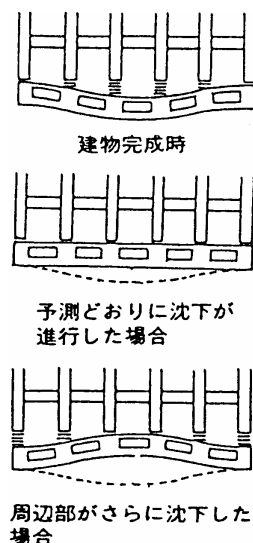


図6.4 本館の凸状沈下への対応

さらに、本館の中央部分より周辺部分の沈下が大きくなる凸状の不同沈下に対しては、図6.4に示すように当初建物中央部の基礎レベルを低く構築して柱脚下に予めフィラープレート挿入しておき、不同沈下の進行に合わせてフィラープレートを抜いてレベル調整を行えるようにしている。この基礎の逆むくり量は、不同沈下量が予測値内であれば外周部の調整が不要となるように定めている。

最下階柱脚位置でのジャッキアップシステムの採用は、最下階の階高が変化することであり、その階にある内外装や設備配管などは、図6.5に示すようにすべて階高の変化に追従できるようにしている。

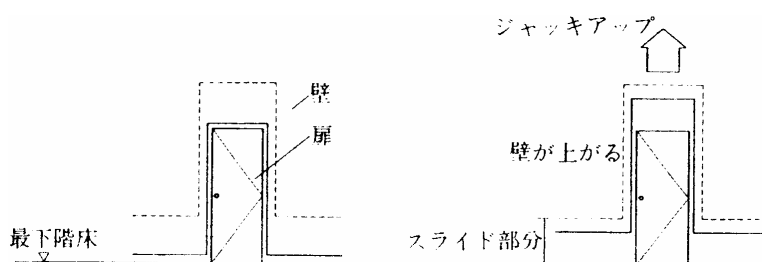


図6.5 最下階間仕切壁のジャッキアップ

(2) 沈下進行中の地盤における施工基準面の設定と沈下管理

1) 施工基準面設定の基本方針

前述のように、旅客ターミナルビルが建設される空港島は、平均層厚33mに達する埋立荷重により埋立中のみならず空港施設の施工中および供用中においても大きな沈下を生じ、埋立地盤や空港施設の沈下管理が重要な課題であった。このため空港島全体の埋立地盤計画高および空港施設計画高を確保するための一連の沈下管理システムが、構築、運用されており、このうち埋立地盤の天端高については、所定の高さに管理され十分な成果がおさめられていた^{6.6)}。

一方、旅客ターミナルビル等空港施設の建設段階では地盤改良の効果によって沖積層の沈下はほぼ終了しているが、洪積層の沈下は5～10cm/月の速度で進行しており、このような中で、施工時期の異なる施設のレベルの整合性を図る必要があった。そのため、空港施設の大半が施工に入る平成5年3月末を基準日としてその時点での施設計画高が設定され、この施設計画高を確保することが沈下管理の目標のひとつとなり、施工日から基準日までの予測沈下量に応じて、施設高を予め高く設定することとした。

とりわけ旅客ターミナルビル本館部分は、大規模掘削および鉄鉱石の敷き込みを伴うため荷重変動が大きく、かつ建物重量と排土重量のアンバランスがあることから、それらの影響を考慮した沈下計算を行う必要があった。

2) 沈下予測手法の概要

沈下予測については、以下の基本方針によった。

埋立造成による荷重と埋立履歴により決まる沈下予測曲線(空港島全体の沈下管理用に

100mメッシュ点毎に計算されている)を基本沈下曲線とする。

掘削の影響、建家荷重等の影響を考慮して、別途沈下解析を行って基本沈下曲線を補正する。

掘削等の影響を考慮した沈下予測曲線の合成概念を図6.6に示す。本館部分については、埋立履歴・掘削・載荷等の荷重条件を3次元的に考慮した1次元圧密沈下解析を実施するとともに、中央断面においては、2次元FEM解析(図6.7)も実施して、予測精度の向上を図った。

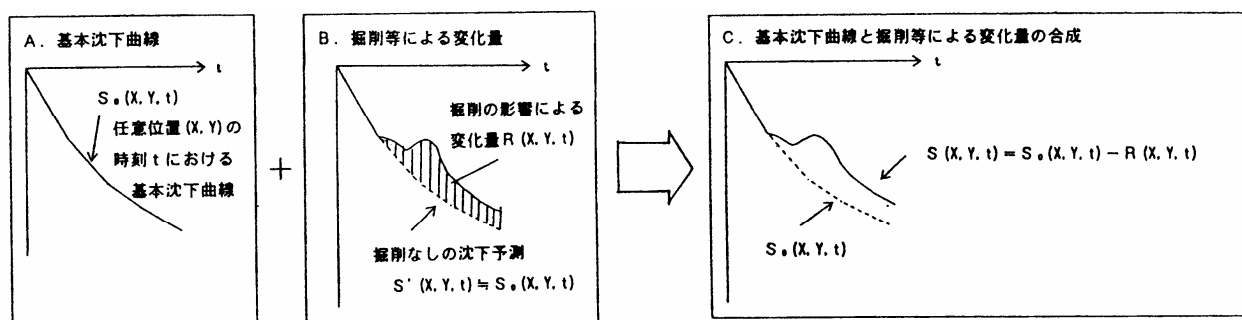


図6.6 沈下予測曲線の合成概念図

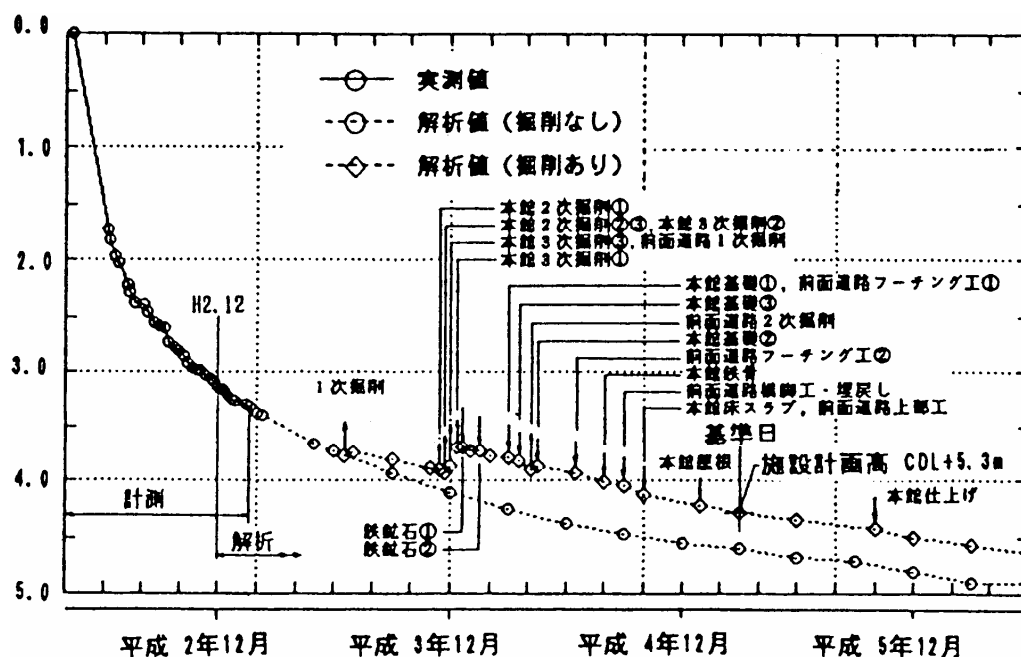


図6.7 掘削等の影響を考慮した中央断面における2次元FEM解析結果

異なった沈下計算手法による結果を合成する方法は、理論的には厳密性を欠くが、空港島全体にわたって同一の手法で計算された沈下予測曲線を基本とすることにより、沈下解析手法の違いによる評価差を少なくし、周辺施設のレベル設定との整合性を保つことを重視したものである。

3) 沈下予測に基づく掘削

圧密沈下が進行中に大規模な掘削（除荷）を行う場合の沈下予測は前例が少なく、沈下遅れを含む見かけのリバウンドを施工上どの程度と設定するかが大きな課題であった。当初の沈下予測によると、建物中央部付近での見かけのリバウンドは最大約40cmと大きな量が予測されたが、予測よりリバウンドが小さい場合（実沈下が大きい場合）基礎梁の増し打ち等によるレベル修正の手法が残されていることから、掘削開始にあたってのレベル設定方針としては、解析値をそのまま採用することとした。

また、掘削進行に伴い目標とする床付レベルは刻々と変化するため、工事中の地下水排水の目的で設置されているディープウェル天端にレベルマークを付け、そこから所定の深さを掘削することとした。レベルマークは基礎コンクリート打設時に敷地の基準レベルが水平になるように、各点の予測沈下量に応じて各々設定した。

4) 沈下計測管理と予測の見直し

上記の方針で掘削工事を開始する一方、工事中の沈下計測管理を密に行って、予測を常に検証し、沈下状況によっては即座に修正を加えられる体制をとりつつ工事を進めた。

沈下計測としては、掘削範囲における44箇所の表面沈下計測（ディープウェル天端のレベル計測）と、6箇所の層別沈下計測（アンカーロードによる沖積層上面および下面のレベル計測）を実施した。計測位置を図6.8に、図6.9に層別沈下計測結果の一例を示す。

沈下計測結果によると、掘削によるリバウンド量は予測値に比べて小さく、また、その内訳として沖積層のリバウンドがほとんど生じていないことが明らかとなった。この主たる原因は、解析時の設定より鉄鉱石の敷き込みが順調に進み、荷重解放期間が短かったことおよびディープウェル揚水により、沖積層のリバウンドを相殺する沈下要因があったこと等と考え、荷重履歴をそれまでの実施工程に即して修正し、再解析を行った。修正解析結果の一例を図6.10に示すが、それまでの実測値とよく対応しており、沈下予測手法は妥当であったと判断できる。

この修正予測によってその後の沈下量を再評価し、それまでの差異を基礎躯体レベルの調整により補正した。本館の基準点A1の沈下計測結果を図6.11に示すが、修正後は、概ね予測曲線に沿って推移している。

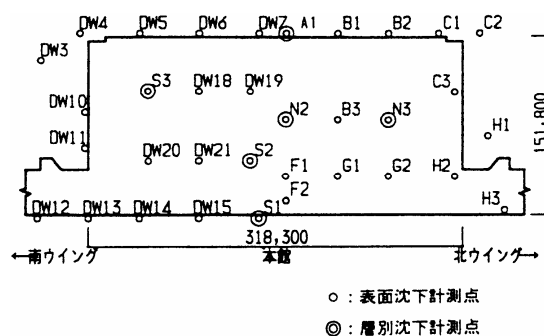


図6.8 沈下計測位置

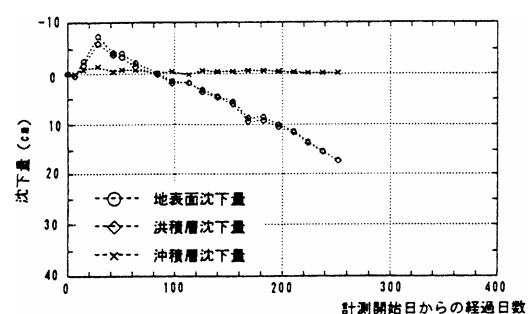


図6.9 層別沈下計（N2）の計測結果

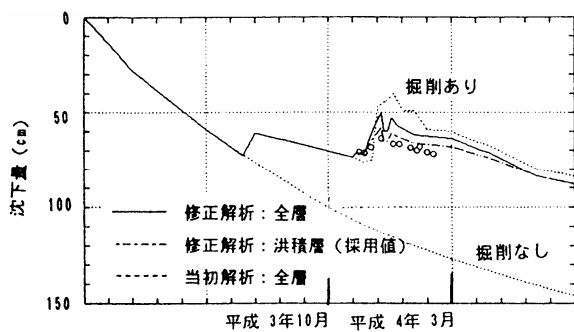


図6.10 沈下計測結果とFEM解析結果の比較

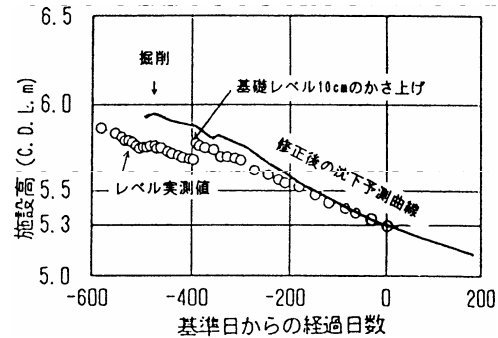


図6.11 本館基準点A1の計測結果

(3) 不同沈下修正の実施

ここでは、不同沈下計測システムとジャッキアップシステムの実施詳細について述べる。

不同沈下修正フローは図6.12のようになる。計測については、工事初期段階ではレベル計測を用いたが、本設の計測システムを早期に取付け、システムの機能確認を兼ねて工事中の有効活用を試みた。また、ジャッキアップシステムについては、特に安全性の確保および作業性の向上の観点から、10柱のジャッキアップを集中制御できるように改善を図った。

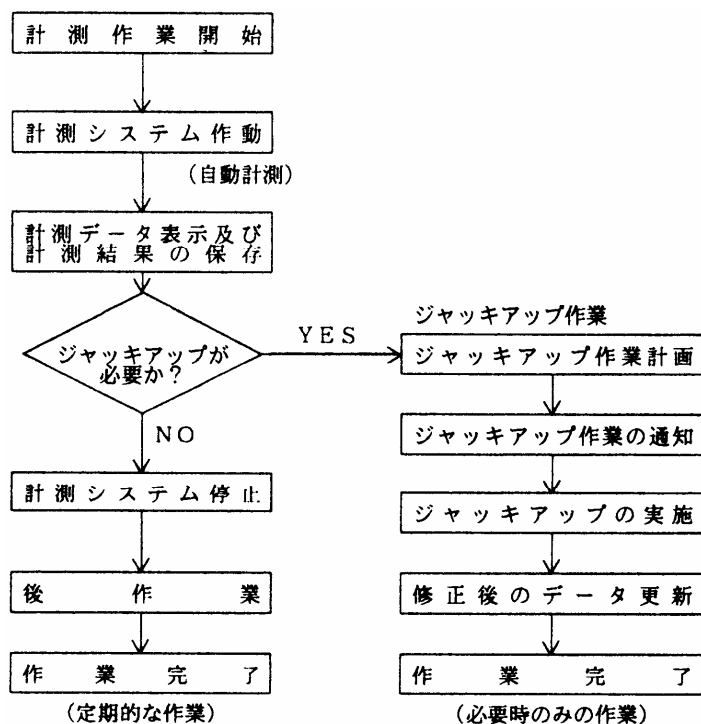


図6.12 不同沈下修正フロー

1) 不同沈下計測システム

旅客ターミナルビル本館および南北ウイングの計測は、図6.13に示す22ブロックに分割して行われる。各ブロックの大きさは一辺の長さを80m程度とし、最大計測量が200mmの計測器で1/400程度までの傾斜が生じても計測可能になるようにしている。各計測ブロックには、ローカルコントローラを1台ずつ設置して不同沈下計測を行う。さらに、全館

一括の計測データとするための計測データ統合、および各コントローラへの計測指令を出すために、全体に対して1台のメインコントローラが設置される。

a) システム構成

本システムは、下記に示す機器で構成される。

レベル計測器：すべての計測点（柱）に取付けられ、初期設定された高さに水位が達した時点で、ローカルコントローラへ信号を出力する水位検地センサー。

水位検出計測器：計測ブロック内の1点計測（柱）に設置され、連続上昇する水位レベルをアナログ値でローカルコントローラへ出力する水位レベルセンサー。

ローカルコントローラ：各レベル計測器から水位検知信号と、その時点での水位検出計測器からの水位レベル値から各計測器のレベル差（不同沈下量）を演算処理する。また、計測用の給排水をコントロールする。

メインコントローラ：各ローカルコントローラからの計測データの統合およびCRTまたはプリンタでの計測結果出力を行う。また、各ローカルコントローラへの計測指示を行う。

連通管：各計測器に計測用水を給水するための配管。

給水・排水バルブユニット：計測用水の給排水を行うもので、電磁止水弁と流量制御弁から構成される。

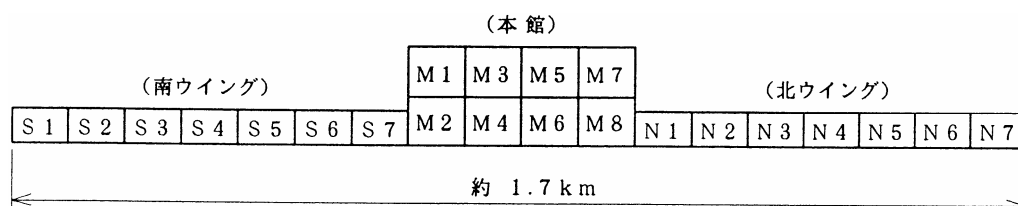


図6.13 旅客ターミナルビルの不同沈下計測ブロック

b) 計測原理

本計測システムは、下記に示すように水盛計測の原理を応用した自動計測システムである。

初期設置状態：レベル計測器の水位検知レベルがすべて同一水平面上にあるので、各計測点間の相対差（不同沈下量）＝ゼロとなる。

不同沈下発生状態：レベル計測器の水位検地レベルに、不同沈下量に応じた差（ h ）が生じる。コントローラは、すべての計測点での計測データを取り込んだ後に、それぞれの計測データの差を換算し、不同沈下量として出力する。

計測システム構成と計測原理を図6.14に示す。

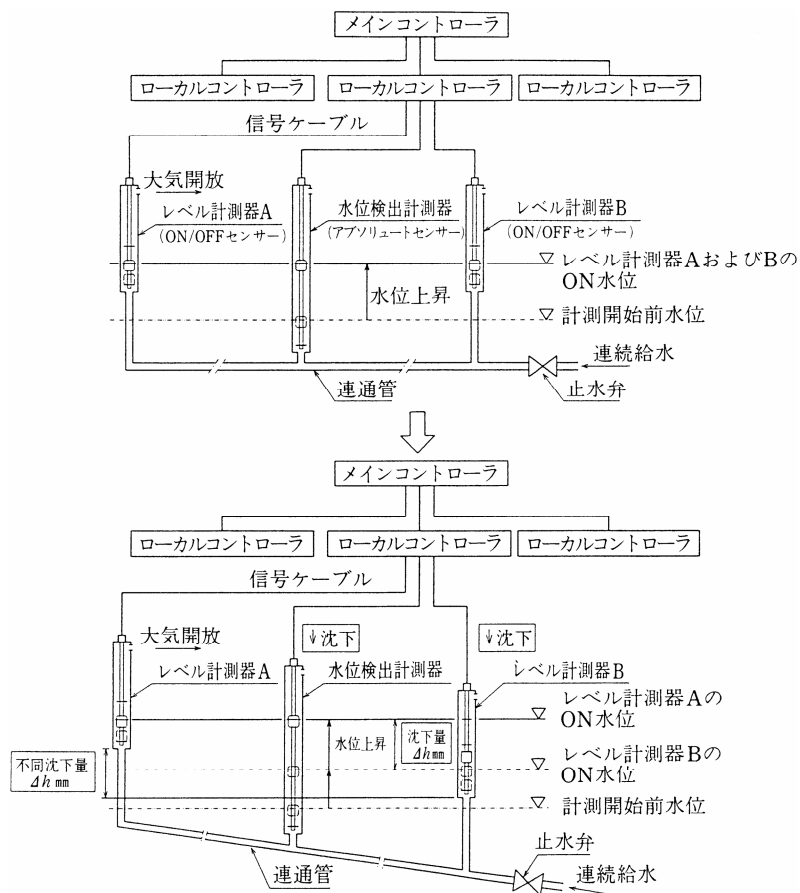


図6.14 計測システム構成と計測原理

2) ジャッキアップシステム

不同沈下計測結果に基づき、修正が必要と判断された柱に対してジャッキアップを実施する。ジャッキアップシステムは、図6.15に示す油圧ジャッキと電動油圧パワーユニットおよび10柱までの集中制御を行う集中コントローラから構成される。

油圧ジャッキは、外形寸法が 270mm(幅) x 520mm(長さ) x 460mm(高さ)と非常にコンパクトで、最高使用圧力 1500Kg/cm²の超高压油圧により、1台 300tfの推力を有する。最大ストロークは 100mm、1台の重量は約 190kgである。

電動油圧パワーユニットは、最大4台のジャッキに油圧を供給し、推力を作動させるものである。

一方、集中制御コントローラは、最大10柱のジャッキアップ操作に対し、集中管理と多重安全装置によるジャッキアップ時の誤操作防止を図ったものであり、次の特長を有する。

10柱のジャッキアップ量を一括設定できる。

複数の柱のジャッキアップの同時開始と共に、柱間のジャッキアップ量の監視を行い、梁の変形が過大とならないよう相互のジャッキアップ量の差が常に 5 mm以内となるような制御を行う。

1 mmジャッキアップ毎の油圧ジャッキ作動圧を記録し、ジャッキアップに伴う柱軸力の変動を知ることができる。

CRTにより、各ジャッキの作動状況を把握できる。図6.16にCRT画面表示例を示す。

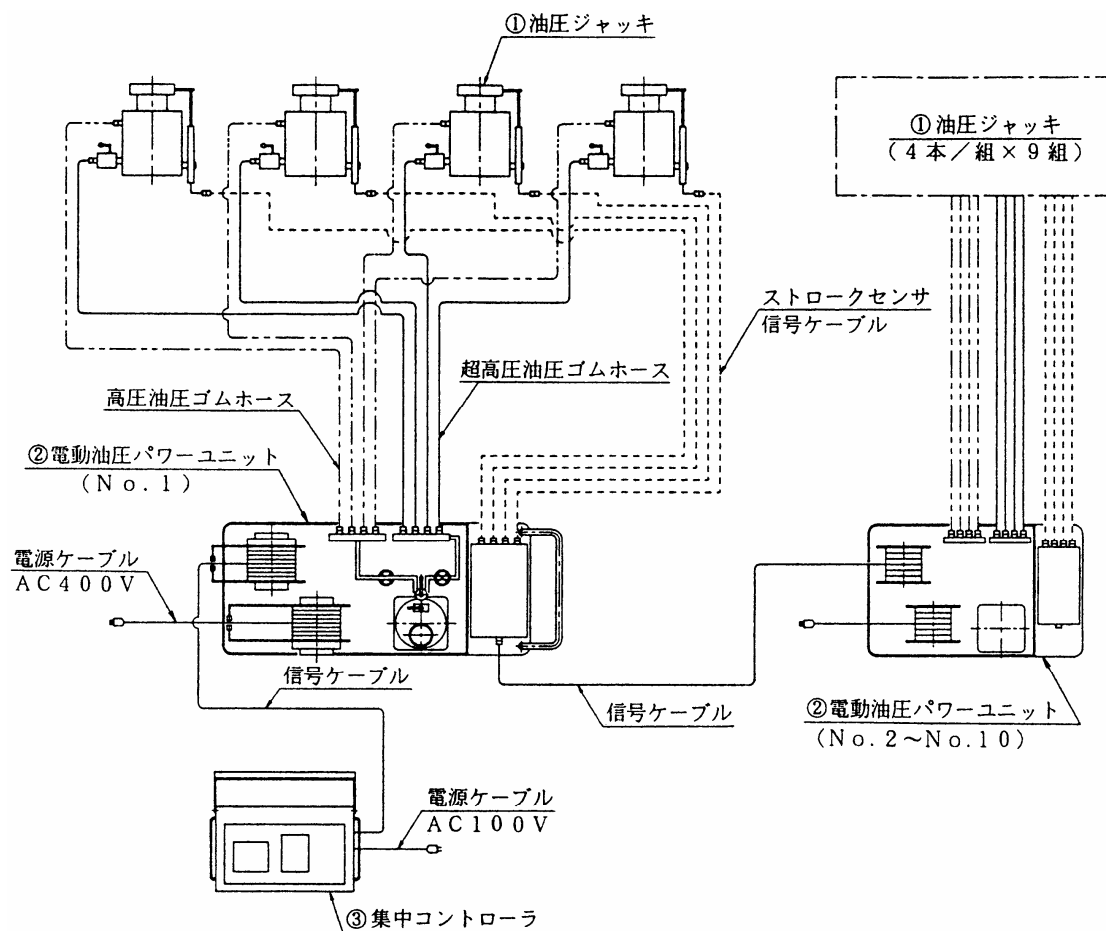


図6.15 ジャッキアップシステムの構成

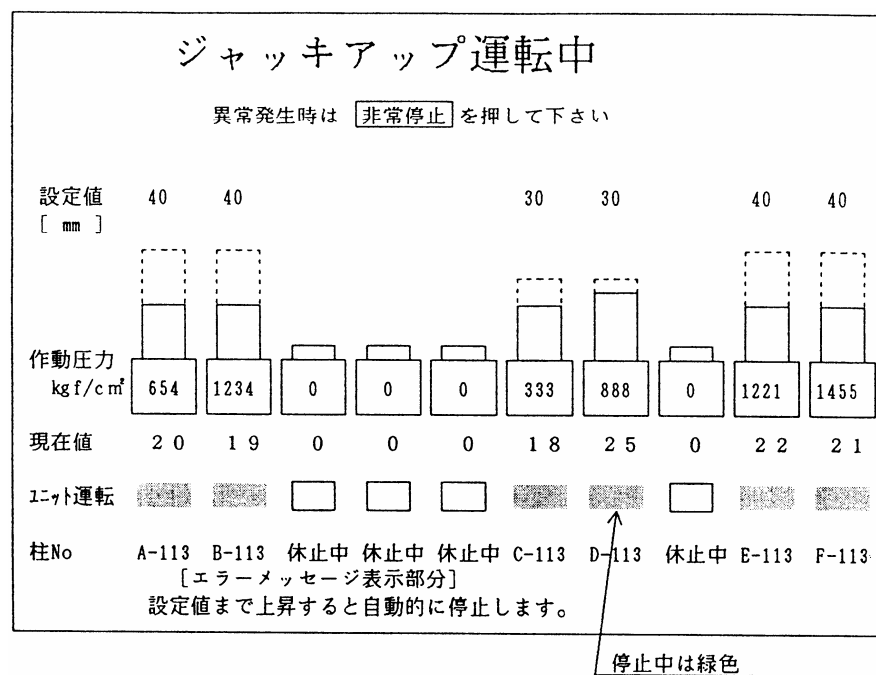


図6.16 集中制御コントローラの画面表示例

工事中は施工ブロック毎に、2回または3回レベル修正を実施したが、全て順調に完了し、特に竣工前のレベル修正時には設計で意図した各部の変形追随性等も併せて確認できた。工事中のジャッキアップ状況を写真6.3に示す。

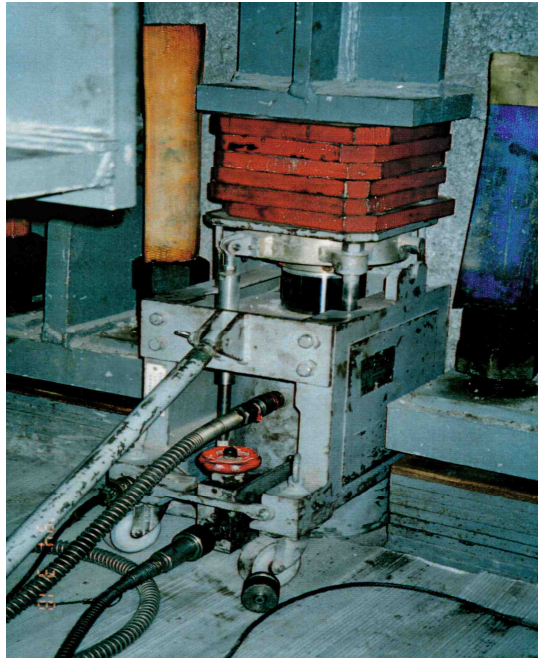


写真6.3 工事中のジャッキアップ状況

竣工後も前述の不同沈下計測システムにより建物の鉛直方向の変形量を掌握し、ウィング部では柱脚のジャッキアップを、本館部ではジャッキアップとジャッキダウンを適宜行って建物レベルを次の不同沈下管理値に収まるように修正することにより建物を維持管理している。

不同沈下管理値	・ 全体傾斜角	1/500
	・ 部分傾斜角	1/400
	・ 凸量	最大100mm程度

6.1.3 耐震設計概要

耐震設計は、建築基準法に基づき耐震計算ルート3により行い、1次設計時には前述の不同沈下による応力も考慮して弾性設計を行っている。

屋根架構は本館4階の国際線出発ロビーを覆う部分がトラス、2階のゲートラウンジを覆う部分がラチスシェル構造と、いずれも塑性変形能力を期待すべきではない構造であることを考慮して、大地震時にもほぼ弾性域に収まるように構造特性係数 D_s 値を0.5としている。一方、屋根を支持する4階床以下の架構は保有水平耐力レベルを D_s 値で0.3相当、柱・梁の部材ランクをFBランク以上として、大地震時には屋根架構への入力を低減させるようなエネルギー吸収型の架構を指向した。柱脚はジャッキアップ対応が容易な露出型柱脚としているため、柱脚の固定度はアンカーボルトの軸剛性に依存して埋め込み柱脚と比較して小さくなる。そのために地下1階には図6.19に示すような耐震柱を付加して、最下階の剛性および耐力の不足分を補っている。この耐震柱の柱脚をジャッキアップ対応としている。

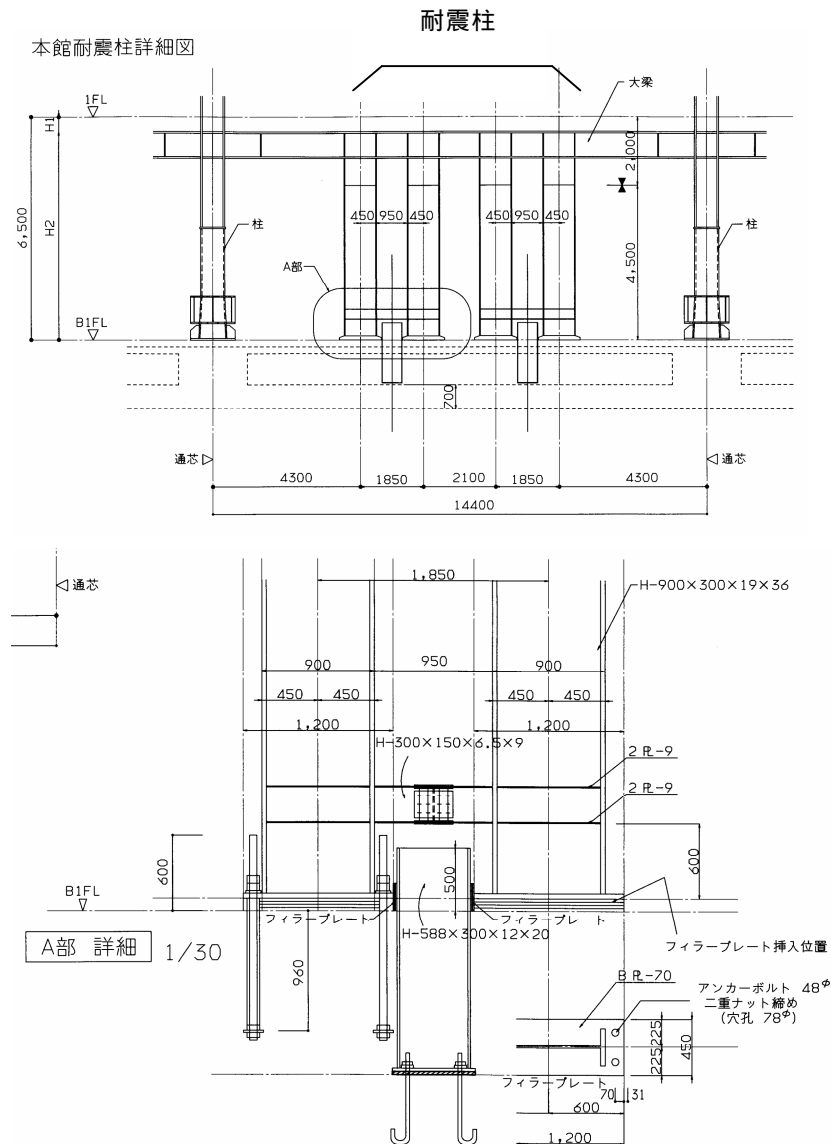


図6.19 ターミナルビル本館地下1階の耐震柱詳細

前述のように本建築物は建築基準法の静的な設計ルートに沿って設計しているが、埋立地盤を支持層としていることを考慮し、支持地盤の特性を加味して作成した入力地震波による時刻歴応答解析を行って動的安全性を確かめている。すなわち図6.20に示すように深度約150mの Ma8層底面をモデルの底面とした地盤のモデル化を行い、過去の観測地震波を洪積層上面での観測結果であると仮定して求めた地表面での応答波形を入力地震波として用いた。解析に用いた地震波は、EL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EW、HACHINOHE 1968 NSおよび第2種地盤の振動特性係数 R_t を目標加速度応答スペクトルとして作成した人工地震波の4波である。入力レベルは洪積層上面における最大速度をそれぞれ15cm/sec、35cm/secと設定した。これは、レベル1地震動の再現期間を80年程度、レベル2地震動のそれを200年以上とし定めたものである。

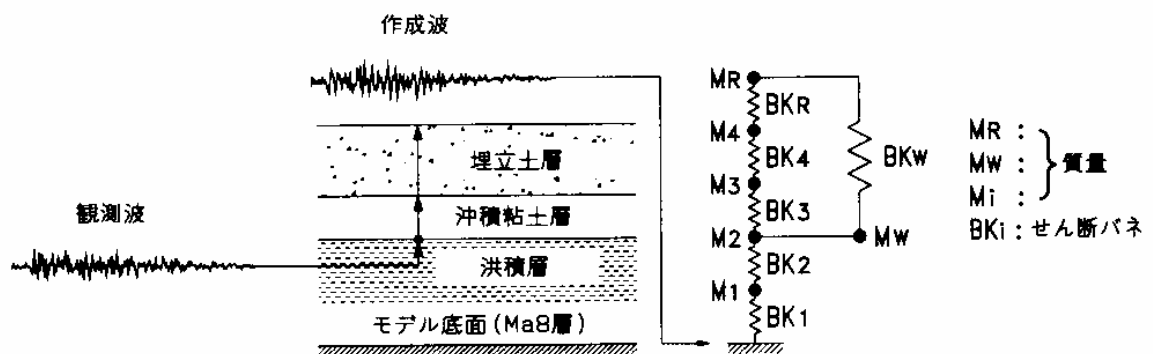


図6.20 地盤条件を考慮した振動解析

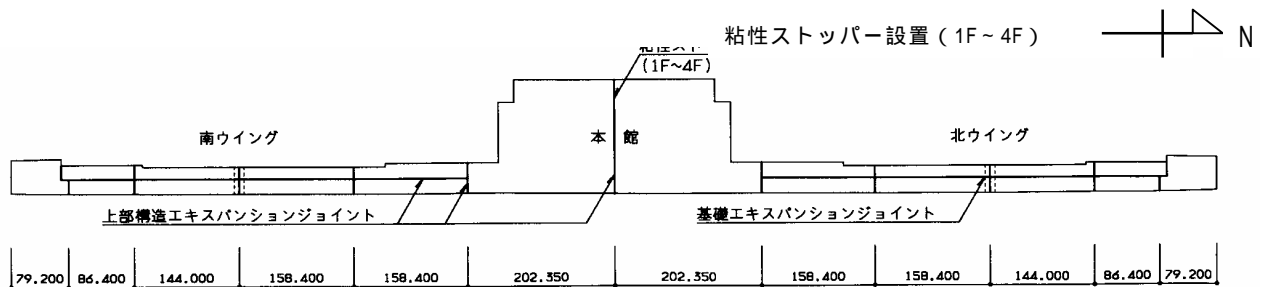


図6.21 旅客ターミナルビルのエクスパンションジョイント位置

一方、本建築物は全長が約1,700mの長大な建築物であるので、図6.4に示すように約150mを目安としてエキスパンションジョイントを設置している。エキスパンションジョイントのクリアランスは、仕上材については中地震時の変形・不同沈下による変形・温度変化による伸縮を考慮して設定しており、構造体については大地震時に衝突しない間隔を確保している。

本館中央部の各階床に設けられるエキスパンションジョイントは、その両側の架構の構造形式が同じで地震時の振動性状にはほとんど差がないと判断し、エキスパンションジョイント部のクリアランスを小さくしてディテールの簡素化を図る目的で、図6.22に示すような粘性ダンパーを用いた。

この粘性ダンパーは、図6.22に示すような構成で、2枚のプレート間に充填されたブタン系高分子材料の粘性体の作用で、任意の水平方向に(6.1)式で表される相対速度に依存した抵抗力を発生するものである。

$$F = 0.59 \times e^{-0.043t} \times S \times (V/d)^{0.5} \quad (6.1)$$

ここに F : 粘性抵抗力(kgf)

t : 粘性体の温度()

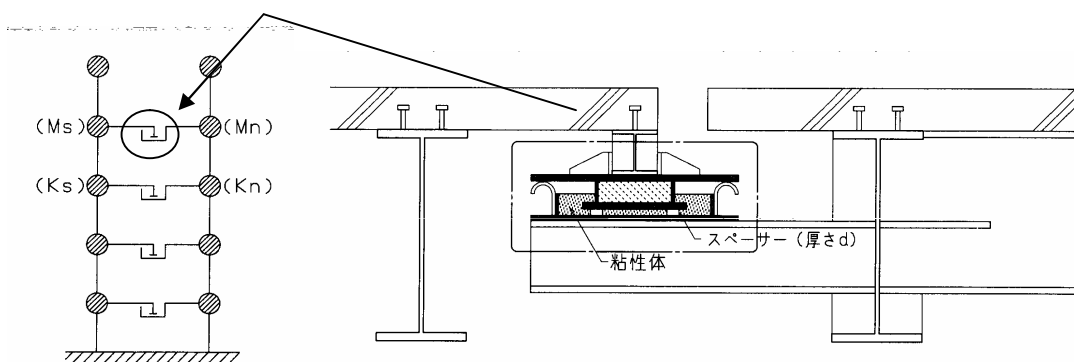
S : 粘性体のせん断断面積(cm^2) (図6.22の場合上側のプレートの面積)

V : 粘性体に作用する相対速度(cm/sec)

d : せん断隙間(cm) (スペーサにより確保)

この速度依存型のダンパーは、温度差による伸縮・不同沈下などの緩慢な動きにはほとんど抵抗力を発生せずに追従し、地震時に粘性ダンパーを介して接続された2つの構造物が別々に振動するときには抵抗力を発揮して両者の動きの差を小さくするように機能する。

粘性ダンパーの必要諸元は、エキスパンションジョイントによって2分された本館の質量差が10%ある場合を想定した振動解析を行い、レベル2地震時に両者の水平方向の位相差がいずれの方向にも5cm程度以内に収まるように設定した。



両者の質量、剛性はほぼ等しい

M_s M_n , K_s K_n

図6.22 粘性ダンパーの概念

6.2 大スパン屋根架構の設計概要と振動性状の確認

6.2.1 形態上の特徴と大スパン屋根架構の設計概要

ターミナルビル本館を覆う屋根は曲率の異なる複数の円弧を連ねた曲面形状を有し、最高部高さは架構を支持する4階床面から約20mの位置にある。図6.23に示すように主トラスは4点で支持され、その中央スパンは82.8mである。中央スパン両側の支柱は4本の柱が上方に向かって放射状に広がる立体的な支柱となっている。

グライダーの翼のようなイメージを鉄骨架構で表現することも当屋根の重要な構造設計条件であり、主架構を、逆三角形に配置した鋼管断面で構成し、立面的に湾曲した鉄骨造ワーレントラスとすることにより、構造体そのままだesign要素となることを意図して

いる．弦材及び斜材に使用した鋼管の接合部は溶接接合としている．トラスの床面からのライズは約10mで鉛直荷重に対して十分なアーチ効果を確認し、水平荷重に対しては曲げ材として抵抗することを意図している．

スパン方向については、地震時応答の面から屋根を支持する架構との水平剛性バランスに配慮して適度な水平剛性を確保する必要がある、また風荷重や上下地震動に対して不安定挙動を生じないように適度な鉛直合成を確保する必要がある．屋根架構を1スパン取りだした立体骨組モデルの解析結果によると、スパン方向の1次モードはスウェイモードで固有振動数は1.32Hzであり、このモードは全体系（1次固有振動数0.84Hz）では2次モードとして現われる．屋根架構のみの2次モードは中央部の上下動モードであり、固有振動数は1.94Hzとなっている．上下方向の地震入力に対する動的検討結果に基づいて水平方向震度の1/2を鉛直方向震度として設計用地震荷重に加えているほか、風荷重時に不安定挙動を生じないことを風洞実験により確認している．

屋根面に作用する桁方向の水平力は、まず屋根面内の水平ブレースにより中央スパン両側の支柱の柱頭部に伝達し、図6.24に示すように上弦材上でトラス間をつなぐH形断面の梁と、支持脚のラーメン作用により下部架構に伝達することとしている．この構造システムは、上記梁群の曲げ変形およびトラスの材軸まわりの回転変形によって不同沈下に追隨できる変形能力を確保することを意図したものである．

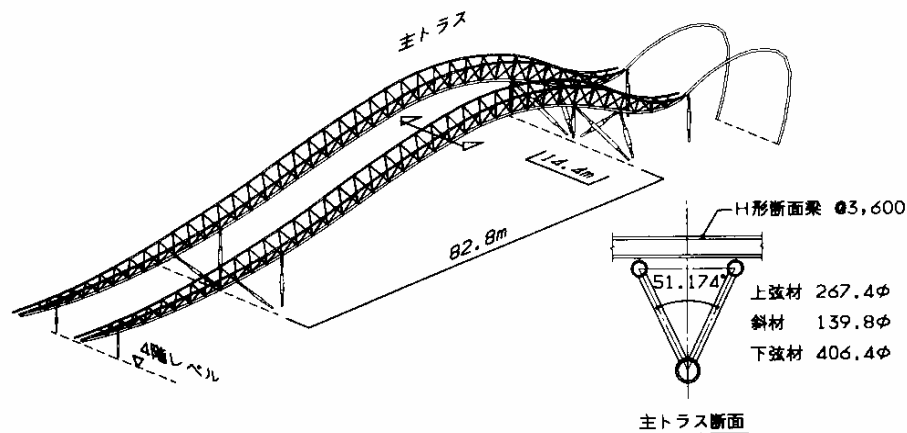


図6.23 旅客ターミナルビル本館屋根架構

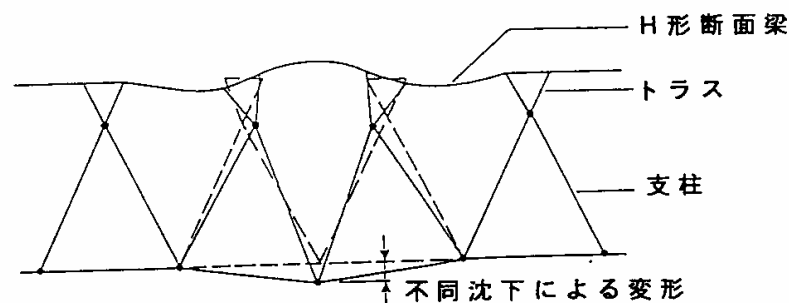


図6.24 本館屋根架構桁方向の不同沈下抵抗機構

6.2.2 屋根トラスの振動実験

大スパン屋根トラスの基本的な振動性状を確認する目的で、竣工前に振動実験を行った。

(1) 実験方法

実験方法は、次の2方法の強制加振による自由振動実験とした。

CASE1.引張切断法：屋根トラス中央付近に作用させた引張力を開放し自由振動させる。手順は以下の通りである。

屋根トラス中央付近から1.0tの砂袋をロープで吊り下げる。

予め切断部を決めておき、マーキングする。

チェンブロックで砂袋を床より約1cm持ち上げる。

マーキングしたところを切断する。

CASE2.人力加振法：引張切断法で用いたロープを用いて、鉛直方向及びスパン方向構面内の斜め方向に人力加振を行う。加振の周期は予め行った固有値解析結果をもとに行った。加振人数は、鉛直方向時は1人、水平方向加振のための斜め方向時は4～5人を必要とした。

計測はサーボ型速度計（株東京測振 VSE-15D）を用いて行った。計測間隔は0.01秒とし30～60秒間計測した。計測方向は、鉛直方向、スパン方向（水平）とした。加振点及び振動計を設置した位置を図6.25に示す。

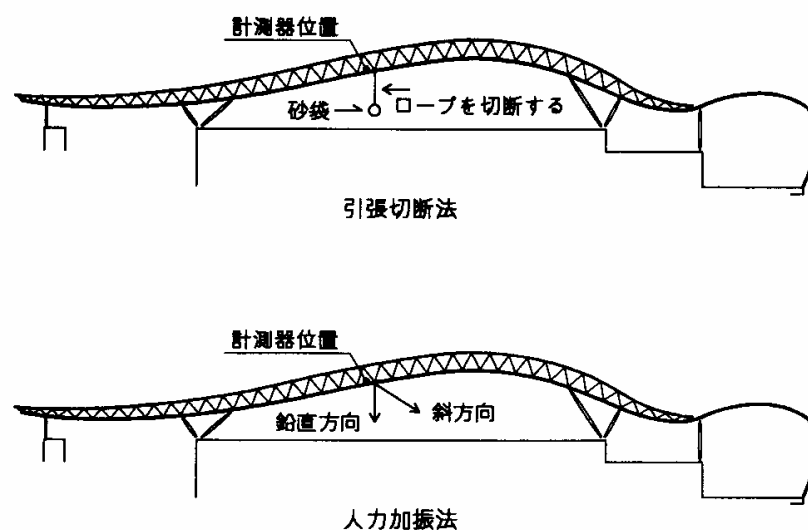


図6.25 屋根トラス振動実験の加振方法

(2) 実験結果

図6.26～6.28に実験で計測した代表的な変位波形を示し、表6.1に卓越振動数を示す。またそれぞれの自由振動部分のフーリエスペクトルを図6.29～6.31に示す。切断法による屋根トラスの鉛直方向の卓越振動数は、2.1Hz付近である。また人力加振法の場合は、鉛直方向について2.1Hzに明瞭なピークが現れるとともに、スパン方向の卓越振動数も1.5Hz付近に明瞭に得られた。これらの値は、前述の設計値（それぞれ1.94Hz, 1.32Hz）と概ね対応している。



図6.26 引張切断法による鉛直方向変位波形

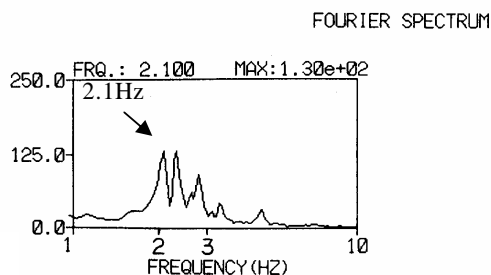


図6.29 フーリエスペクトル
(引張切断、鉛直変位)



図6.27 人力加振法による鉛直方向変位波形

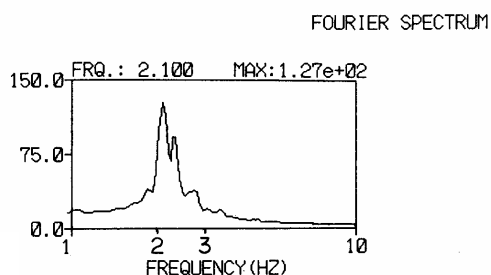


図6.30 フーリエスペクトル
(人力加振、鉛直変位)

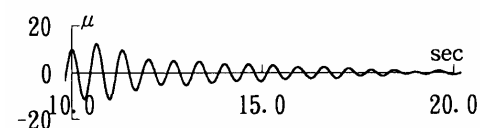


図6.28 人力加振法による水平方向変位波形

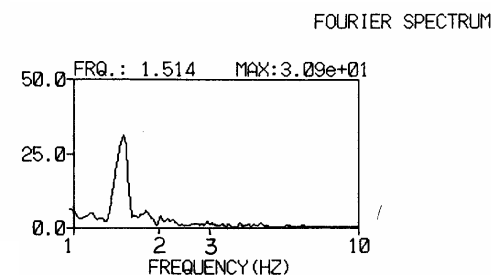


図6.31 フーリエスペクトル
(人力加振、水平変位)

表6.1 卓越振動数

加振 条件	計測 内容	最大加速度 (gal) (最大変形 μ)		卓越振動数 (Hz)	
		鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向
引張切断	加速度	95.	—	2.1	—
"	変位	780.	—	2.1	—
人力 (鉛直)	変位	260.	—	2.1	—
" (水平)	"	—	17.	—	1.5

表6.2 減衰定数

加振 条件	減衰定数 (%)	
	鉛直方向	水平方向
引張切断	3.0	—
人力 (鉛直)	3.4	—
" (水平)	—	2.5

表6.2にこれらの波形から求めた減衰定数を示す。切断法による場合の鉛直方向の減衰定数は3.0%、また人力加振法の場合は、鉛直方向が3.4%、スパン方向は2.5%である。

なお、設計時の振動解析では減衰定数を振動数比例型とし、建家全体の1次周期 $T=1.09$ 秒(0.84Hz)に対して2.0%としており、鉛直方向は4.6%、スパン方向は3.1%を仮定したことになる。これに比べると実測値から求めた減衰定数の方がやや小さな値となっているが、屋根仕上げ材などの影響により大振幅時には今回の実測値より大きくなる要素がある。

6.3 地震観測システムの設置と強震記録概要

6.3.1 地震観測の目的と観測システム概要

これまで述べたように旅客ターミナルビルは、耐震設計の観点からは以下の特徴を有している。

大規模な人工埋立地盤に直接支持される。

本館は、約300x150mの大きな平面規模を有しており、中央部に粘性ダンパーを介したエキスパンションジョイントを設け、粘性ダンパー両側の構造体が地震時にはほぼ一体として挙動することを意図している。

本館は、大スパントラスの屋根で覆われる。

上記の特徴が旅客ターミナルビルの実際の地震時応答にどのようにあられるかを観測することは、耐震設計手法の検証の面から有意義であり、旅客ターミナルビル固有の特徴に主眼を置いて本建物の地震観測計画を企画した。

地震観測システムの概要を図6.15に示す。配置計画の主旨は以下の通りである。

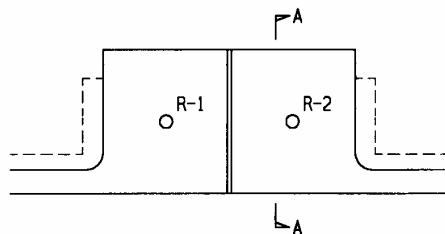
本館の基礎と4階レベルの応答を平面的にとらえ、大きな平面を有する建物の振動性状を立体的に検証するとともに、粘性ダンパーの効果を確認する。

旅客ターミナルビル近傍の地中（洪積層上面）地震波を併せて観測し、埋立地盤上の大きな平面を有する建物への入力地震動との関係に関する資料を得る。

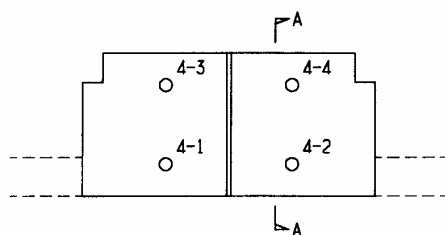
大スパン屋根トラスの振動性状を検証する。

・観測位置

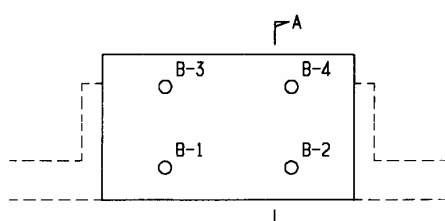
屋根 3成分（水平、鉛直）2箇所



4階 2成分（水平）4箇所



B1階 3成分（水平、鉛直）4箇所



A-A断面

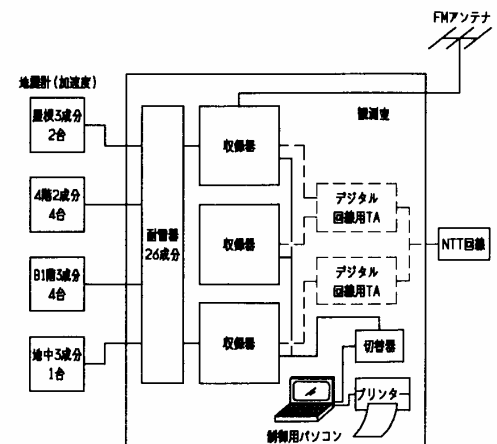
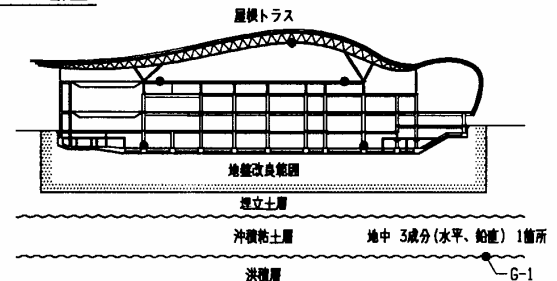


図6.32 旅客ターミナルビル地震観測システム

6.3.2 兵庫県南部地震の観測記録概要と建家の挙動

6.3.1で示した地震観測システムによって1995年兵庫県南部地震の強震記録が得られた。ここでは、その強震記録の概要と本館中央部分に設置した粘性ダンパーの効果について考察する。

(1) 強震記録と応答スペクトル

図6.33に地中(GL-50m,洪積層上面)及びB 1階(GL-6.5m)での加速度記録の一部を示す。なお、建物の桁行方向(滑走路方向)は真北に対し 51° 北東に振れた方向であるが、ここではこの桁行方向を南北方向とする。

図6.34には最大加速度および最大速度の高さ方向の分布を示す。最大加速度、最大速度ともに、水平動については地中(GL-50m)の洪積層上面に比べてB 1階レベルでは一旦減少し、4階、屋根トラス中央部と建物上部になるにつれて増幅している。上下動については洪積層上面とB 1階では同程度で、屋根トラス中央部で大きく増幅していることがわかる。同図中に滑走路上の4点で観測された最大加速度および最大速度の分布を併せて示す。それぞれターミナルビルB 1階での観測値より大きな値を示している。

なお、速度および後述の変位波形は、加速度記録をF.F.T.により周波数領域において積分して求めている。

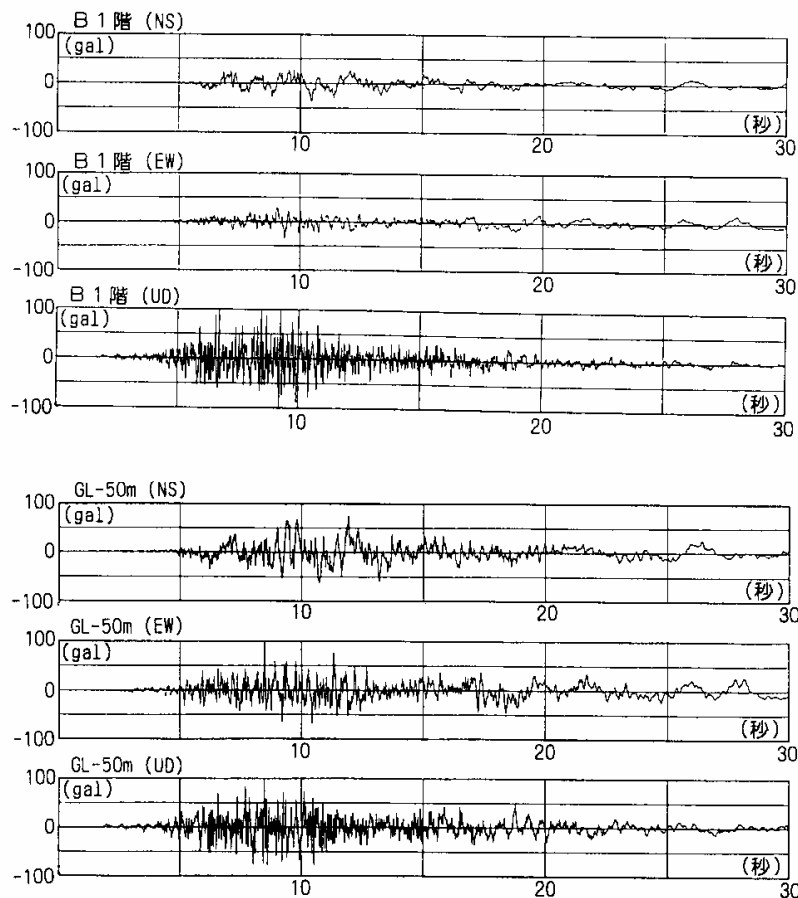


図6.33 地中およびB 1階における加速度強震記録

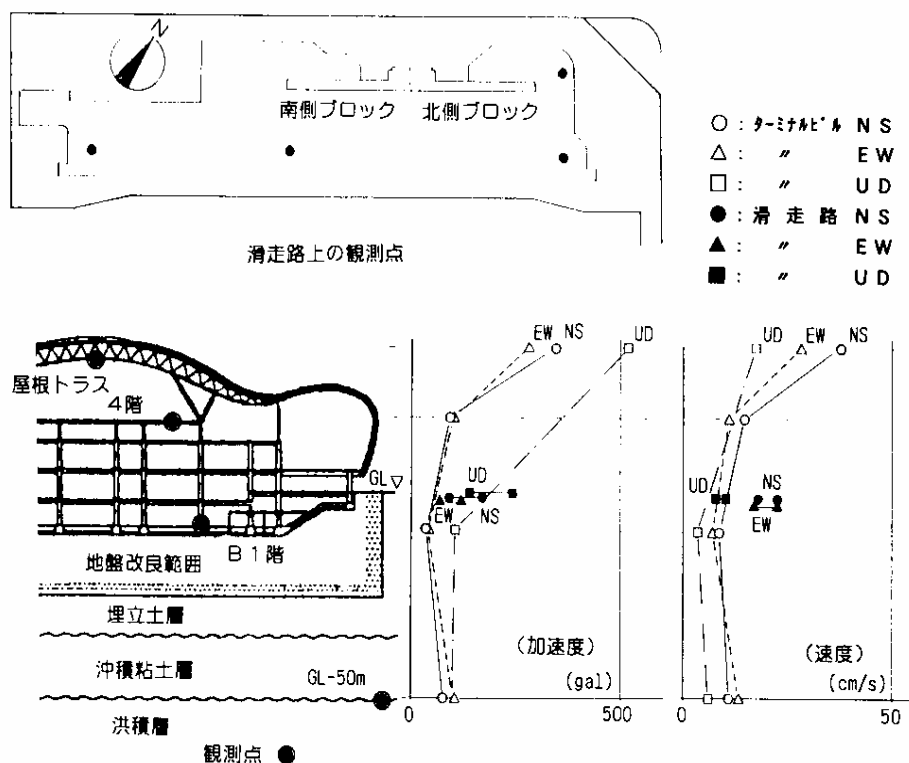


図6.34 最大加速度・速度分布

図6.35に図6.33で示した波形による一質点系の応答スペクトル ($h=0.05$) を示す。洪積層上面の波形では、0.5秒付近以下の加速度応答が大きくなる傾向があるのに対し、B1階レベルではそのピークがなく、明らかに短周期成分が小さくなっている。2.5秒付近のピークについてはそれぞれに存在している。B1階の波形による水平方向の0.5秒～1.5秒付近の応答加速度は 60～90gal程度である。なお、上下動については洪積層上面の応答スペクトルとB1階のそれとは大きな差異はない。

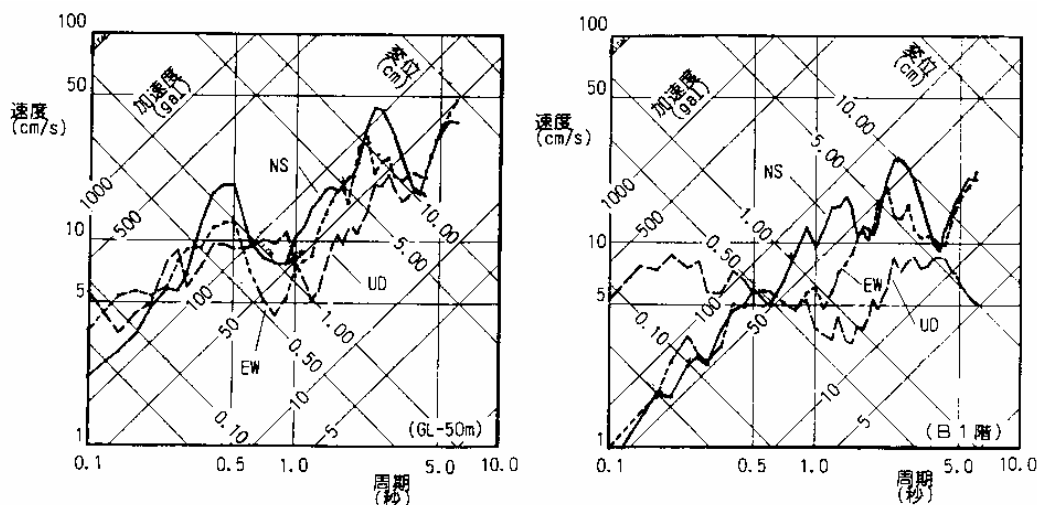


図6.35 地中およびB1階の波形による応答スペクトル

(2) 4階および屋根トラスの応答性状

図6.36に4階とB1階および屋根トラスとB1階の変位波形のフーリエスペクトル比を示す．水平方向はそれぞれ1秒付近にピークがあり、建物全体の一次固有周期であると考えられる．また、屋根トラス鉛直方向の0.5秒付近のピークは、6.2の振動実験で得られた屋根トラスの卓越周期と一致する．

図6.37に4階および屋根トラスの変位軌跡を示す．図中の実線は地上部がエキスパンションジョイントで2分された本館の南側ブロック、点線は北側ブロックの変位を示す．これによると粘性ダンパーを介した4階の南北ブロックの位相差は、床が一体であるB1階のそれと同様に極めて少なく、南北各ブロックがほぼ一体となって挙動したことがわかる．さらに、屋根面は粘性ダンパーを介していないものの4階がほぼ同位相で挙動した結果、南北ブロックの屋根に顕著な変位差が生じていない．

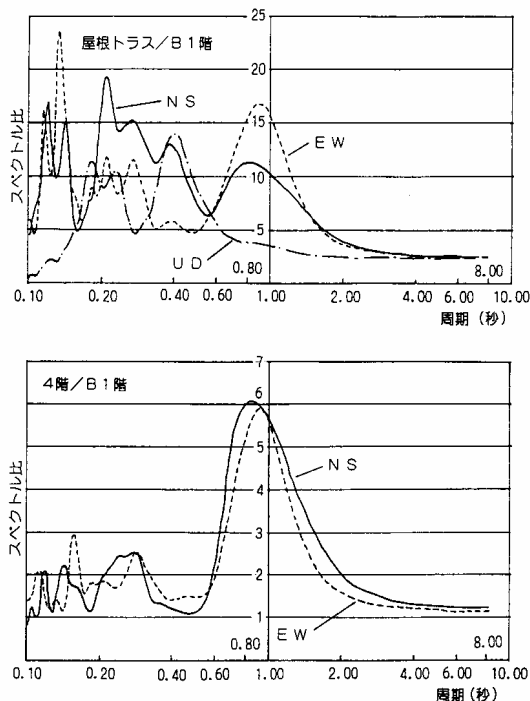


図6.36 各階間のフーリエスペクトル比

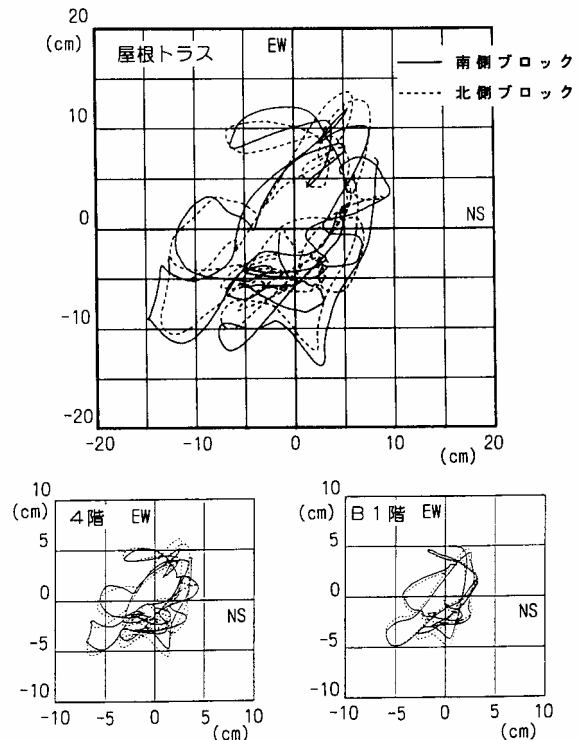


図6.37 各階の水平変位軌跡

6.4 まとめ

ほかに例がない大きな残留沈下が予測される大規模な若齢埋立地盤に建設された長大な建築物を対象とし、耐震設計その他克服すべき技術課題と解決策を示すとともに、当該敷地で観測された1995年兵庫県南部地震の強震記録の分析を行った．得られた知見は次のとおりである．

- 1)大きな残留沈下量が予想される若齢埋立地盤で建設される建築物の設計にあたっては、避けられない不同沈下を見込んでおく必要があり、その対策としてジャッキアップシステムならびにそれを支援するための不同沈下計測システムが有効であることを実証した。ジャッキアップ修正の頻度を少なくするためにも、構造物は変形追従性に富む鋼構

造が適している。

- 2)大スパン屋根トラスの自由振動実験を行い、水平および鉛直方向の卓越振動数について計算値を確認した。自由振動実験法の一つである人力加振では、砂袋を用いた引張切断法による鉛直方向卓越振動数と同様の結果が得られ、かつ水平方向卓越振動数も得られた。人力加振は、この種の架構の基本的な振動性状を把握するのに簡便かつ有効な方法の一つである。
- 3)本建物は全長が約1700mと長大で、温度変化等による伸縮を考慮して約150m毎を目安としてエキスパンションジョイントを設けている。このうち、本館の中央部分に設けたエキスパンションジョイントは、その両側の架構の構造形式が同じで、地震時の振動性状にほとんど差がないと判断し、ジョイント部の間隔を小さくして仕上げ材等のディテールを簡素化する目的で、粘性ダンパーを組み込んでいる。耐震設計を検証する目的で設置した地震観測システムにより1995年兵庫県南部地震の強震記録を観測することができ、平面的に複数箇所でも得られた記録波から各位置の変位履歴を比較することにより、「地震時の相対変位を小さくする」という設計で意図した粘性ダンパーの効果が確認できた。

参考文献

- 6.1)内田直樹、多賀謙蔵、他、関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理(その1～その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)1993年 9月
- 6.2)内田直樹、多賀謙蔵、他、関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理(その5～その8)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)1994年 9月
- 6.3) Kenzo Taga、Naoki Uchida、Philip Dilley、John Batchelor ; Kansai International Airport Passenger Terminal、Proceedings of Structures Congress XIII、April2-5 , 1995、PP1482～
- 6.4)多賀謙蔵、内田直樹、ジョン・パチェラ ; 埋立地盤上の長大建築物の構造設計(その1。耐震設計と強震記録)、日本建築学会技術報告集 第2号、1996年3月、PP75～80
- 6.5) 及川研、小松明、鈴木慎也、山懸延文、関西国際空港の埋立に伴う洪積層の沈下、第26回土質研究発表会、1991年 7月
- 6.6) 神田勝己、上原逸、及川研、鈴木慎也 : 沖合人工島の沈下予測 - 沈下管理システムとしてのアプローチ、土と基礎、41-2(421)、1993年

7 .不合格欠陥が検出された山形ラーメン柱梁溶接接合部のプレロード方杖補強

重量に比して強度が高く、構造物の軽量化が可能となる鋼材を利用する鋼構造において、“接合部”は極めて重要な要素である。接合部が不完全であると鋼材本来の性能が発揮できず、建築物では地震時はもとより常時においても安全性が損なわれることになる。1971年から1981年にかけて建設された舞鶴市の山形ラーメン架構による小中学校体育館においてこの危険性に対処すべき事例が確認された。これらの体育館の大部分の山形ラーメン架構は柱梁ともに圧延H形鋼であり、柱梁接合部は工場溶接によるブラケット形式である。耐震診断の一環として超音波探傷検査が2002年9月に実施された際に、一部の体育館の柱フランジと梁フランジの突合せ溶接接合部に大きな不合格欠陥が検出され、補強の必要性が確認された。

舞鶴市体育館の構造設計上の特徴は、積雪荷重（積雪深：1m；積雪荷重：2000N/m²）が大きく、部材断面の選定がこれに支配されていることである。したがって、建設当時は耐震的には多少余裕があったものの、すべて1981年の新耐震設計法以前の構造物であり、災害時の避難施設として現行法に対して安全性が確保される必要性が求められた。

ここでは、当該柱梁接合部に対して実施した補強方法について述べる。この補強は、地震だけでなく積雪（大雪）に対しても必要なものであったため、極めて短期間に一連の作業を完了することが要求されたものである。

7.1 対象建築物の概要

対象建築物は、図7.1に示すような1スパン山形ラーメン架構からなる14校の体育館である。調査の対象となった体育館の一覧を表7.1に示す。

11棟が小学校の体育館、3棟が中学校の体育館である。この他にも1棟の幼稚園舎が調査・補強の対象となっているが、ここでは割愛する。

表7.1の体育館は1971年から1981年にかけて建設されたものである。中学校の体育館はすべてスパンが26mであり、柱・梁にはH-700x300x13x24が使用されている。小学校の体育館はスパンが14m～20mであり、中学校の体育館に比べてやや規模が小さい。どちらも柱・梁の鋼材種はすべてSS400である。

柱梁接合部詳細は、図7.2の2種類の形式（詳細Aと詳細B）に大別される。各体育館の接合部詳細の種別を表7.1に示している。図7.2は構造図に記載されていた溶接基準図であり、中の図は現地調査の結果をふまえて梁の下側フランジと柱との溶接詳細をスケッチしたものである。詳細Aは小学校体育館だけに適用されているが、詳細Bは小学校・中学校両方の体育館で採用されている。ただし図7.2は中学校体育館の詳細を示す。なお、梁継手は高力ボルト摩擦接合である。

参考までに小学校体育館10の柱脚を写真7.1に示す。他の体育館の柱脚もすべて同じ形式であり、構造計算ではピンとして扱われている。

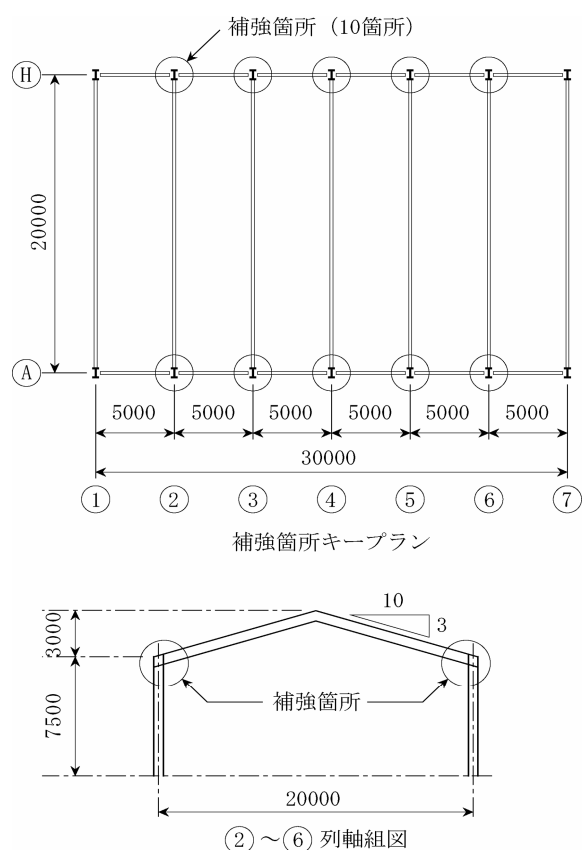


図 7.1 対象建築物（スパン 20m）

表 7.1 対象建築物一覧

No.	記号	スパン (m)	梁断面（柱断面）	柱梁 接合部	スカラップ	溶接欠陥概要
1	小学校体育館1	14	BH-400×180×4.5×6	B 型	無	下フランジ側；欠陥長さ22mm
2	小学校体育館2	16	H-600×200×11×17	A 型	無	上フランジ側；欠陥長さ200mm
3	小学校体育館3	18	H-600×200×11×17	B 型	有	上フランジ側；欠陥長さ200mm
4	小学校体育館4	18	H-600×200×11×17	B 型	有	上下フランジとも；欠陥長さ200mm
5	小学校体育館5	18	H-600×200×11×17	B 型	有	上下フランジとも；欠陥長さ200mm
6	小学校体育館6	18	H-600×200×11×17	B 型	有	不合格欠陥なし
7	小学校体育館7	18	H-600×200×11×17	B 型	有	不合格欠陥なし
8	小学校体育館8	20	H-600×200×11×17	A 型	無	上下フランジとも；欠陥長さ200mm
9	小学校体育館9	20	H-600×200×11×17	A 型	無	上下フランジとも；欠陥長さ200mm
10	小学校体育館10	20	H-600×200×11×17	A 型	無	上下フランジとも；欠陥長さ200mm
11	小学校体育館11	20	H-600×200×11×17	A 型	無	上下フランジとも；欠陥長さ200mm
12	中学校体育館1	26	H-700×300×13×24	B 型	無	上下フランジとも；欠陥長さ300mm
13	中学校体育館2	26	H-700×300×13×24	B 型	有	不合格欠陥なし
14	中学校体育館3	26	H-700×300×13×24	B 型	有	不合格欠陥なし

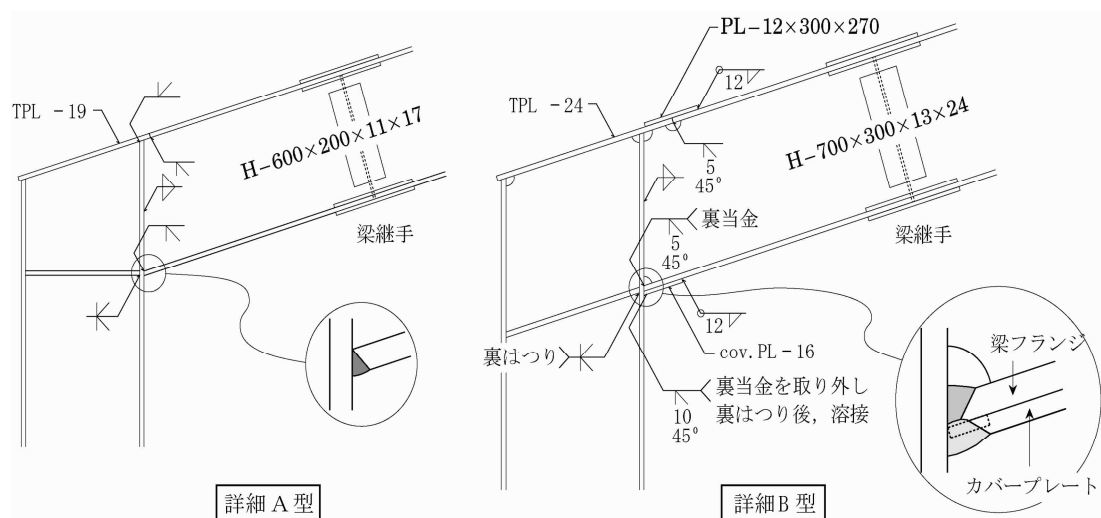


図 7.2 柱梁接合部詳細と溶接部検査箇所

7.2 接合詳細と超音波探傷検査結果の概要

災害時の避難場所を確保・指定することを目的に、まず耐震診断の一環として2校の体育館に対して超音波探傷検査が行われた。その結果、梁のフランジ端部の突合せ溶接接合部に梁幅と同じ大きな不合格欠陥が検出された。これを受けて舞鶴市内の小・中学校のすべてに対する検査と適切な補強対策を講じる計画が企画された。

超音波探傷検査に際しては、柱と梁フランジ（上下とも）との溶接接合部における欠陥溶接箇所を見落とさないこと、かつ効率よく調査を行うことを目的として下記の手順で調査した。

- 1)建物毎に任意の2箇所を抽出して検査し、どちらも不合格であれば全体でも欠陥部が多いとみなし、すべての柱梁接合部を補強対象とする。
- 2)少なくとも1箇所が合格であれば、残りの溶接接合部を検査し、不合格の接合部を特定することにより補強部位を決定する。

検査の結果、14校の体育館のうち11校が上記1)に該当した。そのうち最初の調査で10本の柱すべてを調査した体育館の場合、すべてに不合格欠陥が検出された。欠陥は大半が梁の上下フランジ端の溶込み不足と思われるもので、欠陥評価長さは梁フランジ全幅（200～300mm）に及んでいる。

建設当時の突合せ完全溶込み溶接は、裏当金の使用が一般的ではなく、裏はつり・裏溶接を行うことが基本であったと思われる。しかし、溶接欠陥が検出された体育館では、裏当金がない場合も裏はつり・裏溶接が実施された形跡は認められず、上記の欠陥は、初層部に発生した欠陥がそのまま検出されたものと判断される。また、詳細Aについては裏はつり・裏溶接に必要なスカラップが設けられておらず、溶接施工に対する当時の技術的混乱も見受けられる。一例として、写真6.2に小学校体育館10の柱梁接合部を示す。梁フランジ端の溶接は、図7.2の中に示すようにレ形開先による突合せ溶接であり、ルートギャップは0となっていて、余盛も不十分

である。

2箇所の抜き取りで欠陥が検出されなかった4校の体育館については、全数検査した結果、すべての柱梁接合部に不合格欠陥がないことを確認している。

これらはすべて図 7.2 の詳細 B に該当するものである。詳細 B に関しては、図 7.2 に示すような指示が溶接基準図に示されていて、上記4校の体育館はこの指示に従って施工されたものと判断できる。



写真 7.1 小学校体育館 10；柱脚



写真 7.2 小学校体育館 10；柱脚接合部

壁仕上げによって隠蔽されている妻面の架構については、間柱を評価した解析の結果、積雪荷重は現状のままで支持可能と判断できるため、補強の対象とはしていない。

7.3 補強工事に求められる条件と補強の基本方針

補強計画に際し、下記の条件を満たす必要があった。

- 1)積雪時期が到来するまでに完工する必要がある、また学期中の工事となるため、短工期であること。
- 2)内外壁の仕上げ材や屋根材の補修を伴わないこと。

補強方法のうち、欠陥のある溶接接合部に対して補修溶接を行う方法は、大掛かりな仕上げ材等の撤去・復旧を伴い、かつ高所での現場溶接作業となるため、工期・工費・品質のいずれにおいても課題が大きい。したがって、補強部材を追加して溶接接合部の応力を軽減する方法を採用することとした。

補強部材を追加する場所としては、仕上げ材などとの干渉をできるだけ避けるために、梁の下部に限定し、さらに、現状部材への現場溶接作業を行わないことを原則とした。これを満足する方法としては以下が考えられる。

- 1)梁下端に部材を追加して、梁せいを大きくする。
 - 2)梁端部に方杖を設ける。
- 1)の方法は空間に与える影響は小さいが、現状の梁継手との干渉により補強部材の寸法が制約されるため、溶接接合部の応力負担を大幅に低減することが困難である。したがって、2)の方杖補強を採用することとした。

方杖の形状は、構造性能上合理的であること、かつ現状部材の継手などと干渉しないこ

と，を条件として図 7.3，図 7.4 のように定めた。方杖による補強事例は文献 7.2) にも示されているが，本例では，スチフナ（ウェブ補強金物）の設置も含めて現場溶接を一切伴わないことが特徴である。

方杖は，図 7.3 に示すように 2 つの端部と中間部の 3 つの部分に分割して製作され，現場で高力ボルト接合される。これは，後述するように，柱梁接合部の応力を低減する目的でプレロードを載荷するためである。

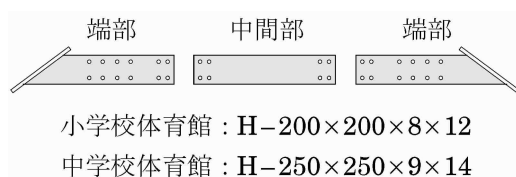


図 7.3 方杖の構成

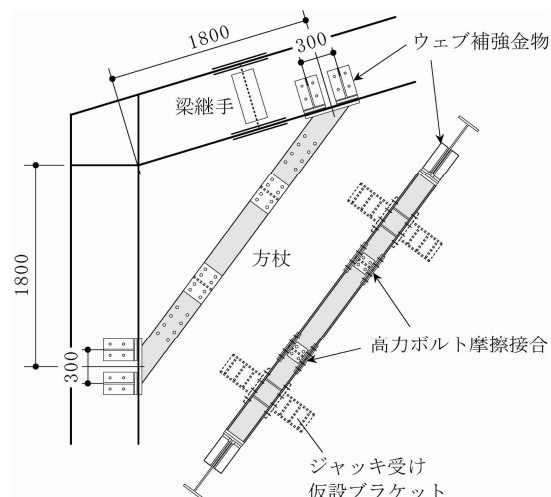


図 7.4 補強詳細

ウェブ補強金物を図 7.5 に示し，方杖の端部詳細を図 7.6 に示す。ウェブ補強金物は，方杖端部の接合部で 4 台使用される。図 7.5，図 7.6 の形状・寸法のもは小学校の体育館に使用されたもので，中学校の体育館ではこれらより幾分大きな寸法のものが使用されている。方杖の現状部材への接合は，図 7.6 に示すように高力ボルト接合とし，ウェブ補強金物を含めて接合部は文献 7.3) に基づいて以下のように設計している。接合部で伝達すべき方杖軸力 N を図 7.7 に示すように柱または梁フランジの面内方向成分 V ，面外方向成分 H に分解し， V は高力ボルト摩擦接合により柱または梁のフランジに伝達する。 H に対してはエンドプレートの支圧（圧縮時）あるいは高力ボルト引張接合（引張時）により一旦ウェブ補強金物に伝達する。 H が引張力のときは， V に抵抗する摩擦接合耐力を評価する際に，引張力とせん断力を同時に受ける高力ボルトとしてすべり耐力を算定する。

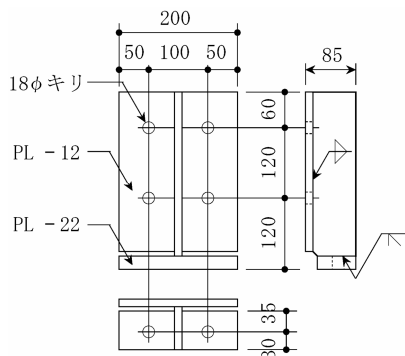


図 7.5 ウェブ補強金物

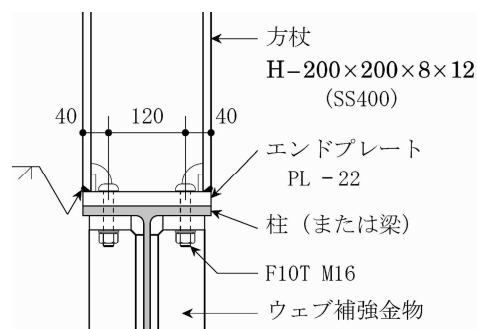


図 7.6 方杖端部詳細

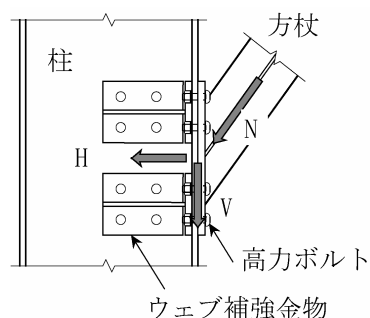


図 7.7 方杖接合部に作用する応力

次に、ウェブ補強金物は以下のように設計する。

[1] H が圧縮力の場合

図 7.8 (a) に示すように H を PL - 1 の全面に作用する等分布荷重 q に換算し、はね出し長さ $B/2$ 、幅 w の面外曲げを受ける板材として PL - 1 を設計する。

[2] H が引張力の場合

この場合、図 7.8 (b) に示すような PL - 1 と PL - 2 からなるスプリットティ形式引張接合部とみなせる。ウェブ補強金物は 1 箇所の接合部で 4 台設置されるので、1 つのウェブ補強金物に作用する引張力は $H/4$ であり、これに対して片方のティフランジ当りの降伏引張耐力は次式から求められる^{7.3)}。

$$T_y = \{T_{y1}, T_{y2}, T_{y3}\} \quad (7.1)$$

ただし、

$$T_y = n \cdot p_{by}$$

$$T_{y2} = \frac{w \cdot M_0 + l_1 \cdot n \cdot p_{by}}{l}$$

ここで、

n : ティフランジの片側を接合している高力ボルトの本数

P_{by} : 高力ボルト 1 本当りの離間耐力

w : ティフランジの幅

M_0 : ティフランジの単位幅当りの全塑性曲げモーメントで、 $M_0 = t_f^2 \cdot F_y / 4$

t_f : ティフランジの板厚

F_f : ティフランジの降伏応力

l : ティフランジ片側の幅

l_1, l_2 : 図 7.8 (b) 参照

(7.1)式を用いて $T_y > T = H/8$ となるように PL-1 のサイズおよび高力ボルト本数を設計する。

[1]、[2] の両ケースとも PL - 1 に伝わった力は PL - 2 を介してせん断力として PL - 3 に伝わり、最終的に柱または梁のウェブに高力ボルト摩擦接合により伝達している。

なお、接合部をコンパクトにするために高力ボルトはすべて F14T ボルトとしている。

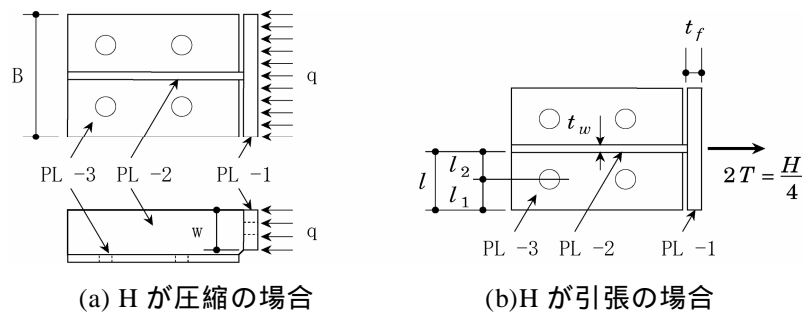


図 7.8 方杖接合部のウェブ補強金物に作用する応力

7.4 欠陥を有する溶接接合部の耐力評価と方杖の設計

方杖を設けることにより，常時荷重以外に作用する積雪荷重や地震荷重に対する梁端溶接接合部の曲げモーメントが大幅に低減される。補強後のこれら短期荷重に対する安全余裕度を検討するためには，欠陥を有する現状の溶接接合部の耐力を評価する必要がある。これについて，以下の2通りの評価を考えた。

- a) 超音波探傷検査により検出された欠陥深さまでは部分溶込み状態にあると想定して接合部耐力を評価する。溶接欠陥の深さは，たとえば板厚 17mm に対して最浅で 8mm である。これにより，接合部耐力は母材の 0.5 倍弱程度であるとみなす。
- b) 現状の長期荷重下で問題が生じていないので，少なくとも常時荷重に対して溶接部の応力度が短期許容値以下にあるとする。すなわち，固定荷重時の存在応力を短期許容耐力とみなす。建物によって異なるが，およそ母材耐力の 0.2 倍程度の耐力と評価することになる。

a)の考え方をとるためには，未検査の接合部の評価が問題となる。一方，地震時の繰返し荷重に対する安全性を高めたいこともあり，安全側のb)の評価法を採用することとした。b)の立場は，溶接部の応力について常時荷重時を上限とすることである。そのためには，常時荷重下において現状よりも接合部の応力負担を減ずる必要があり，これを実現する手法として，図 7.9 に示すように，方杖設置に先立ち，固定荷重による梁端部モーメントをほぼキャンセルするプレロードを載荷することとした。プレロード荷重は，スパン 26m の架構に対して約 180kN，スパン 20m の架構に対して約 80kN 程度である。

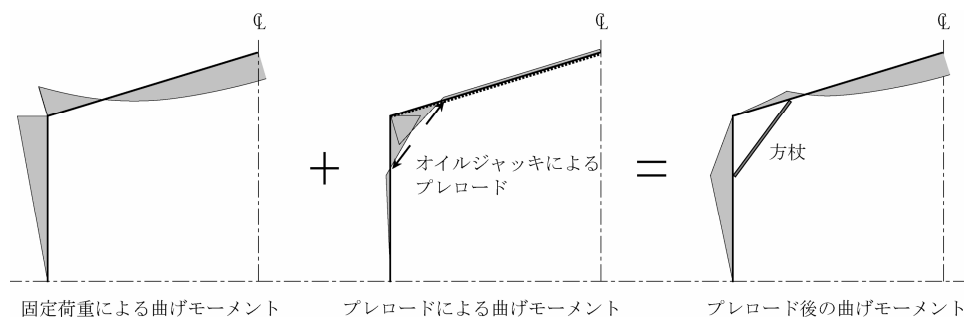


図 7.9 プレロードによる曲げモーメント分布の変化

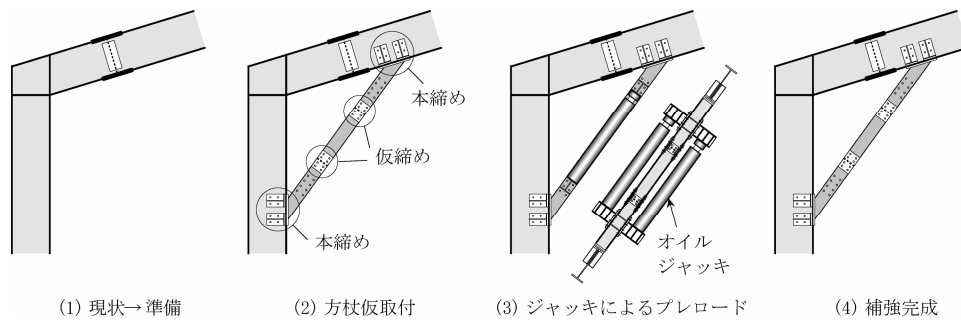


図 7.10 プレロード方杖による補強手順工事

補強工事の手順は図 7.10 に示されていて，下記のようにまとめられる。

- (1)方杖取付位置の塗装除去，ボルト孔あけ，発錆。
- (2)方杖の端部を柱と梁に緊結（高力ボルト本締め）する。方杖中央部と端部の摩擦接合部のボルトは仮締め状態としておく。
- (3)ジャッキ受け仮設ブラケットを取り付け，油圧ジャッキにより所定の力で柱・梁の隅角部を押し広げた状態で中央部と端部を緊結する。
- (4)ジャッキと仮設ブラケットを取り外して工事完了。

1 体育館当りの補強工事期間は約 2 週間であり，その内訳は次のとおりである。

- ・準備に 2 ～ 3 日
- ・補強工事に 5 日程度
- ・塗装に 4 日程度
- ・足場撤去に 3 日程度

工事は 12 月末にすべて完了していて，超音波探傷検査後，約 2 ヶ月という短工期であった。

7.5 補強後の安全余裕度と I_s 値

以上の補強を施した後の積雪荷重および地震荷重に対する安全余裕度と既存鉄骨造建築物の構造耐震指標 I_s 値を検討した。安全余裕度は，各部の短期許容耐力と設計用地震荷重時応力の比と定義していて，ここでいう設計用地震荷重は，現行法の 1 次設計用地震荷重に相当する。

安全余裕度を決定する可能性のある部位は，溶接接合部（上述のように，固定荷重時に安全率 1.0 と設定）および方杖端の母材である．ここで母材に関しては，圧縮力による曲げ座屈と曲げによる横座屈を考慮した短期許容耐力を基準として安全余裕度を算定している。方杖は他の部位に先行して破壊しないようにその断面を定めている。荷重条件 L において部材に生ずる応力を $S(L)$ ，断面の短期許容耐力を F_a として上記の安全余裕度を とすると次式が成り立つ。

$$(\text{固定荷重}) + (\text{プレロード}) + \quad \cdot S(L) = F_a \quad (7.2)$$

代表的な 3 種類の体育館に対して上式から得られる を，積雪荷重および地震荷重に関して求めた結果を表 2 に示す。網がけの欄は の最小値を示している。表 2 に示すように，積雪荷重に対して 1.4 程度以上，地震荷重に対して，1.8 程度以上の安全余裕度が確保されて

いる。

一方，1 層の既存鉄骨造建築物の構造耐震指標 I_s 値は次式から求められる^{7.4)}。

$$I_s = \frac{Q_u \cdot F}{W \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t} \quad (7.3)$$

ここで，

Q_u ：層の保有水平耐力

F ：部材・接合部の塑性変形性能から決まる靱性指標

W ：層が支える重量

F_{es} ：高さ方向の層剛性のバランスや平面的な偏心によって決まる係数．本論で対象とした体育館では $F_{es} = 1.0$

Z ：地域係数．ここでは $Z = 1.0$

R_t ：固有周期によって決まる振動特性係数．本論で対象とした体育館では $R_t = 1.0$

(7.3)式のように， I_s 値の算定には保有水平耐力 Q_u が必要であり，ここでは1次設計用地震荷重に表2の安全余裕度を乗じた値を Q_u としている。この結果得られる Q_u は，架構の一部が短期許容耐力に達したときの水平耐力を意味し，これは真の保有水平耐力の下界とみなされる。得られた Q_u と I_s 値を表7.3に示す。ただし Q_u は建物重量 W で無次元化していて，安全余裕度を決定する部位ごとに値を示し，最小値の欄には網がけしている。また各部位に対応する靱性指標 F 値を表7.3中に示している。柱・梁の F 値はそれぞれの構造ランク（柱：FD，梁：FA）に対応するもので，柱梁接合部については溶接欠陥が大きいことを勘案して $F = 1.0$ とした。表7.3の最右欄に示している I_s 値は，文献7.4)で要求されている値0.7に比べて十分大きい。

参考までに，工事完了後の様子を写真7.3～7.5に示す。体育館の使用に際して，方杖による機能的な障害はないことが確認されている。

表 7.2 補強後の安全余裕度

架構	積雪荷重に対する余裕度 α			地震荷重に対する余裕度 α		
	梁端溶接部	梁：方杖接合部	柱：方杖接合部	梁端溶接部	梁：方杖接合部	柱：方杖接合部
標準大型（スパン26m）	2.95	4.38	2.89	4.77	5.24	5.92
標準中型（スパン20m）	2.75	1.75	1.39	2.73	1.84	2.51
標準小型（スパン18m）	4.63	3.27	1.78	2.84	2.32	2.66

表 7.3 補強後の保有水平耐力と I_s 値

架構	保有水平耐力 Q_u/W			I_s 値
	梁端溶接部 $F = 1.0$	梁：方杖接合部 $F = 4.0$	柱：方杖接合部 $F = 2.5$	
標準大型（スパン26m）	0.95	1.05	1.18	0.95
標準中型（スパン20m）	0.55	0.37	0.50	1.47
標準小型（スパン18m）	0.57	0.46	0.53	1.84



写真 7.3 補強後の内観（小学校体育館）



写真 7.4 補強後の内観（中学校体育館）



写真 7.5 補強後の接合部

7.6 まとめ

既存の鋼構造建築物のうち、柱梁接合部の溶接部に大きな不合格欠陥が検出された山形ラーメン架構に対する耐震補強対策を通じて次の知見を得た。

- 1) 柱梁接合部に方杖を設置する補強方法を適用する際に、柱梁接合部の曲げモーメントを減少させることを目的としてプレロード載荷（方杖に初期圧縮軸力を導入）を併用する方法を新たに考案した。固定荷重による梁端部モーメントをキャンセルするプレロードを戴荷することにより、溶接接合部の存在応力が低減され、構造安全性を大幅に向上させることが可能である。
- 2) 方杖の設置に際して現場溶接を用いない高力ボルト接合工法を採用することで、学期中の工事を安全かつ迅速に行うことが可能である。

参考文献

- 7.1) 多賀謙蔵，小松慎二，井上一朗：不合格欠陥が検出された山形ラーメン柱梁溶接接合部に対するプレロード方杖補強，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造 III, pp.577-578, 2004 年 8 月
- 7.2) 既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル，建設省住宅局建築指導課・(社)日本鋼構造協会・(財)日本建築防災協会，2000 年 10 月
- 7.3) 鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，2001 年 11 月
- 7.4) 文部科学省大臣官房文教施設部：屋内運動場等の耐震性能診断基準（平成 8 年版）

8．建築鉄骨関連技術者・技能者資格の制度改革に関する考察

7章まで、鋼構造建築物の構造性能向上に関して、設計面からの取り組みについて述べてきた．一方で、設計で想定された性能を保有する建築物として供給されるためには、製作・施工段階においても設計者が意図した品質が確保される必要がある．

その目的から我が国においては、建築鉄骨の品質確保を目的とした種々の制度・資格が歴史的に存在してきた．現状も、多数の技術者（管理者）資格、技能者資格、認定制度などが存在し、（社）日本溶接協会、（社）日本鋼構造協会、（社）全国鐵構工業協会（以下全構協）AW 検定協議会等の機関により資格の付与あるいは認定が行われている．これらのいくつかの資格の中には、資格取得に要求される知識、技術および技量などの重複があり、以下のような問題点・課題が挙げられている^{8.1)}．

資格者の対応業務区分が不明確である．

資格に対する評価が低く、その取得・維持にかかわる経済的負担が大きい．

技術の進歩に伴い、これらの制度・資格が社会的ニーズに対応できていない．

ここでは、鉄骨関連技術者および技能者の現状の資格制度（要求業務範囲、資格取得条件、取得者の義務・責任など）について調査し、具体的な問題点を抽出した後、それらの解決策あるいは考えられる新たな資格制度について提案する．

8.1 建築鉄骨の品質確保のために必要な技術者像と検討対象とする現状資格の選定

8.1.1 建築鉄骨の品質確保のために必要な技術者像

はじめに、建築鉄骨の一連の製産過程にわたって、その品質確保のために必要と考えられる技術者・技能者像について検討する．品質上問題のない建築鉄骨を建設していくためには、工場製作段階の品質確保だけでなく、その前の設計段階において品質上問題なく製作できるように設計されていなければならない．さらに、製作後の現場施工段階においては、適切な設計監理および施工管理が重要となり、これらは以下のように分類・整理することができる．

設計段階	鉄骨構造設計技術者
工場製作段階	鉄骨製作管理技術者
	溶接管理技術者
	品質検査技術者
	工作図管理責任者
	溶接技能者
現場施工段階	鉄骨工事監理技術者
	鉄骨工事施工管理技術者

これらの各技術者・技能者に求められる要件を以下に示す．

鉄骨構造設計技術者 構造物の設計、すなわち応力解析や部材設計ができるのはもちろんのこと、鉄骨材料の特性、製作の基本に習熟しており、品

鉄骨製作管理技術者	質上問題なく製作できる鉄骨の構造設計を行うことができる． 鉄骨の工場製作における全般的な知識を有しており、工作図作成から製作、現場施工まで責任を持って計画・遂行できる．
溶接管理技術者	溶接に関して専門的な知識を有しており、溶接部の品質を確保するための溶接方法・溶接手順・溶接管理について計画・実行できる．
品質検査技術者	鉄骨の納まりや要求品質を十分に理解でき、鉄骨の精度検査や溶接部の外観検査・内部欠陥検査を正確に行うことができる．
工作図管理責任者	設計図書を理解し、工作図に反映することができる．その過程で品質上・製作上の問題点がある場合、指摘・改善提案を行うことができる．
溶接技能者	要求されている継手性能を満足できる溶接施工を行う技能を有している．
鉄骨工事監理技術者	鉄骨に関する全般的な知識を有しており、建設現場の鉄骨工事において、設計監理の立場から設計図書に基づき品質上問題のない建物ができるよう指導および監理ができる．
鉄骨工事 施工管理技術者	鉄骨に関する全般的な知識を有しており、建設現場の鉄骨工事において、施工管理の立場から設計図書に基づき品質上問題のない建物ができるように指示および管理ができる．

8.1.2 検討対象とする現状資格の選定

文献 8.1)等を参考に調査対象とする資格を表 8.1 のように選定した．各資格の概要を表 8.2 に示す．

表 8.1 調査研究の対象資格

	資格名称	実施機関
(1)	建築鉄骨製品検査技術者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構
(2)	建築鉄骨超音波検査技術者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構
(3)	鉄骨製作管理技術者	鉄骨製作管理技術者登録機構
(4)	溶接管理技術者	日本溶接協会
(5)	溶接作業指導者	日本溶接協会
(6)	溶接技能者 JIS 資格	日本溶接協会
(7)	非破壊検査技術者	日本非破壊検査協会
(8)	建築高力ボルト接合管理技術者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構
(9)	溶融亜鉛めっき高力ボルト接合施工技術者 および技能者	溶融亜鉛めっき高力ボルト技術協会
(10)	鉄骨工事管理責任者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構
(11)	AWA 検査技術者	AWA 認証機構
(12)	AW 検定資格	AW 検定協議会
(13)	建築鉄骨溶接ロボット型式認証	日本ロボット工業会
(14)	スタッド溶接技術検定資格	スタッド協会
(15)	エンドタブ管理技術者、溶接施工者資格	日本エンドタブ協会
(16)	1,2 級建築士	国土交通大臣(1 級)、都道府県知事(2 級)
(17)	鉄骨製作工場 性能評価	全構協、日本鉄骨評価センター

表 8.2 資格概要一覧（1/2）

資格名称	資格概要	資格の対象分野	要求される知識分野
(1) 建築鉄骨製品検査技術者	建築鉄骨工事に関する知識及び製品の精度に関する知識を有し、かつ建築鉄骨の材料、形状、精度、溶接部の外観等の検査について、計画の立案、作業の実施及び結果の解読並びに合否の判定ができる高度の知識と技術を有すると認められる者	工場製作、現場施工	鉄骨の構造・溶接・製作材料、鉄骨の検査一般・精度・外観検査に関する知識、検査計画立案
(2) 建築鉄骨超音波検査技術者	建築鉄骨工事に関する知識及び製品の精度に関する知識を有し、かつ建築鉄骨の材料、形状、精度、溶接部の外観等の検査について、計画の立案、作業の実施及び結果の解読並びに合否の判定ができる高度の知識と技術を有すると認められる者	検査・品質管理、現場施工	鉄骨の構造・溶接・製作材料、鉄骨溶接部の超音波探傷検査に関する知識
(3) 鉄骨製作管理技術者	鉄骨加工を行う上で、設計図書を受領した後、製作計画の立案から鋼材の加工、組立て、溶接、塗装、発送及び現場における製品引き渡しまでの一貫した管理を行うために必要な専門知識・基礎知識及び対応能力について審査	工場製作、検査・品質管理	1 級：普遍化した工法による高層（中・低層）建築物等の鉄骨の品質・性能等について構造学的判断ができ（定められた規準・規格等と照合して判定ができ）、生産・品質管理が一貫して行うことができる知識及び技術（ ）内は 2 級
(4) 溶接管理技術者	鋼構造物の製作に使用する溶接・接合の施工、計画、管理などを総括的に行う技術者の資格	設計、施工、品質管理、安全など全般	設計、製作、検査、品質保証、安全、などの生産管理にかかわる全般の知識ならびに溶接技術（材料、施工、設備、冶金）にかかわる専門知識
(5) 溶接作業指導者	溶接作業と溶接技能者（作業者）の技量向上、関連する作業を指導する指導者の資格、溶接管理者と溶接技能者の中間に位置する溶接要員をイメージしたもの。	工場、現場施工	鋼構造物の溶接作業にかかわる作業手順、溶接技術に関する豊富な経験と知識、実務責任者としての資質、特に技量を必要とされる手溶接または半自動溶接についての指導、教育および関連する溶接作業の指導を行うという熟練した溶接技能と実務経験
(6) 溶接技能者 JIS 資格	鋼構造物の製作における溶接作業に従事する溶接技能者についての資格	工場、現場施工	鋼構造物製作中の溶接作業にかかわる作業手順、溶接技能、安全にかかわる知識
(7) 非破壊検査技術者	非破壊試験技術者の資格認定（UT 以外にも各種あり）	検査、品質管理	鋼構造物の溶接にかかわる一般事項や超音波の基礎理論～応用、超音波検査における作業手順、判定基準、報告書の作成に関する知識
(8) 建築高力ボルト接合管理技術者	高力ボルトの施工管理についての資格	現場施工・品質管理	「建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事」の内容を理解して、高力ボルトの施工に関する管理を行うことができ、併せてその内容を技能者に指導できる。

表 8.2 資格概要一覧 (2/2)

資格名称	資格概要	資格の対象分野	要求される知識分野
(9) 溶融垂鉛めっき高力ボルト接合施工技術者 および技能者	溶融垂鉛めっき高力ボルトの施工に関し、接合面の状態の適否の判定、適正なボルト締付けの確認あるいは講ずべき必要な判断を行う管理技術者ならびに締付け作業に携わる技能者資格	現場施工管理、現場施工	溶融垂鉛めっき高力ボルトの設計・施工に関する知識
(10) 鉄骨工事管理責任者	建築鉄骨工事における鉄骨製作発注時の指示・指導、受入れ検査等による鉄骨製品検査及び現場工事の管理を適正に行うことができ、併せてその内容を現場作業員者に指導できると認められる者	設計・工場製作・現場施工・品質施工管理	設計・工場製作・現場施工・品質施工管理に関する知識
(11) AWA検査技術者	中立、公平、透明性の高い建築鉄骨検査技術者のプロ資格。	検査・品質管理	設計、材料、鉄骨製作プロセス、工事現場施工、既存の鉄骨建築物の品質調査など幅広い専門知識
(12) AW検定資格	建築鉄骨特有のディテールとその多様性に応じた高度の溶接技量資格。溶接技能者の技能資格	工場・現場溶接施工	溶接技能
(13) 建築鉄骨溶接ロボット型式認証	建築鉄骨溶接ロボットの健全な普及促進を図るため、ロボットの型式(製品機種の溶接基本仕様)に対して認証試験を行うもの。ロボットに対する技能資格	工場製作	特に規定無し
(14) スタッド溶接技術検定資格	スタッド協会が実施するスタッド溶接技能者の技術検定。	工場・現場施工	溶接の基礎、スタッド溶接(機器の構造及び取り扱い、材料、溶接施工、検査方法等)に関する知識、安全及び災害防止法、溶接技能
(15) エンドタブ管理技術者、溶接施工者資格	エンドタブ管理者、溶接施工者の技術講習	工場・現場施工、品質管理	建築鉄骨の現状と課題、エンドタブの専門知識、エンドタブ及び裏当て材等の種類とその役割、管理の要点及び検査の方法とその評価方法
(16) 1、2級建築士	国土交通大臣の免許を受け、建築物の設計、工事監理等の業務を行う資格。管理者資格	建築物の設計、施工管理	建築計画、建築法規、構造、設備、施工等の建築全般の知識

全構協、鉄骨評価センターが実施する工場性能評価においてファブリーケータに要求される資格を表 8.3 に示す。

この表において、上段の(1)製作管理技術者、(2)溶接管理技術者、(3)品質検査に関する技術者、(4)工作図担当者・管理責任者、(5)溶接技能者等の各種技術者・技能者は、鉄骨製作の上で必要な技術者・技能者の分類としては実状に即した適切な分類であるといえる。

しかしながら、これらの技術者・技能者分類に対する要求資格としての各種資格の適合性については次に述べるように適切とはいえない。

- 1) 鉄骨製作管理技術者資格は、溶接に限らず鉄骨製作全般の管理に関わるものと位置づけられるので、「溶接接合」に関する専門資格である WES2 級の資格では、この資格に求められる技術・知識の必要条件を満足していない。
- 2) 1,2 級建築士の資格は、鉄骨製作に関する専門知識を必要としない資格であるため、鉄骨製作管理技術者あるいは溶接管理技術者に求める資格には全くそぐわない。

これらの矛盾を抱えながらも、ファブリーケータはこの性能評価を取得するために各種資格を取得しているといっても過言ではなく、本来目的とすべき品質確保が主目的とはなっていないことに資格問題の根源があるといえる。

表 8.3 全構協 鉄骨評価センターにおけるファブリケータに対する要求資格

技術者、 技能者	(1)製作管理技術者			(2)溶接管理技術者					(3)品質検査に関する技 術者		(4)工作図担当者 、管理責任者	(5)溶接技能者							(6)外注管理責任者（資格なし）	(7)材料管理責任者（資格なし）	(8)品質管理者（資格なし）	備考				
									(イ)	(ロ)																
資 格	鉄骨製作管理技術者1級（全構協・鉄建協）	鉄骨製作管理技術者2級（全構協・鉄建協）	WES2級（日本溶接協会）	1級建築士（国家資格）	2級建築士（国家資格）	鉄骨製作管理技術者1級（全構協・鉄建協）	鉄骨製作管理技術者2級（全構協・鉄建協）	WES特別級（日本溶接協会）	WES1級（日本溶接協会）	WES2級（日本溶接協会）	2級建築士（国家資格）	建築鉄骨製品検査技術者（全構協・鉄建協）	建築鉄骨超音波検査技術者（全構協・鉄建協）	NDI（UT3種）（日本非破壊検査協会）	NDI（UT2種）（日本非破壊検査協会）	NDI（UD1種）（日本非破壊検査協会）	鉄骨製作管理技術者1級（全構協）	鉄骨製作管理技術者2級（全構協）	1級建築士（国家資格）	2級建築士（国家資格）	SA-2F・A-2F（日本溶接協会）	SA-2H・A-2H（日本溶接協会）	SA-3F・A-3F（日本溶接協会）	SA-3H・A-3H（日本溶接協会）	SA-3V・A-3V（日本溶接協会）	SA-30・A-30（日本溶接協会）
Jグレード		1	1 3年		1		2			2	2	外	3 外		3 外											(1)と(2),(3),(4),(5)は兼 務可 (2)と(3),(4),(5)は兼務可 (6),(7)は(1),(2)と兼務可
Rグレード		1			1 3年		2			2			3		3											(1)と(3),(4)は兼務可 (2)と(3)は兼務可 (6),(7)は(1),(2)と兼務可
Mグレード	1			1		2 3年				2 3年			3		3		4		4							(6),(7)は(1),(2)と兼務可
Hグレード	1			1		2 3年			2 3年				3	3		4		4								(6),(7)は(1),(2)と兼務可 (8)は(3)と兼務可
Sグレード	1			1									2	2		3		3								

注記：

- 1) 各グレードの同一の数字が付されている資格は、どれか一つが必要
- 2) 年数は、資格取得後の必要経験年数
- 3) すべてのグレードで品質、検査に関する技術者（イ）（ロ）は兼務可能
- 4) J, Rグレードでも、工作図担当者は必要（資格不要）

8.2 現状資格制度の問題点

8.1 で示した求められる技術者像に対応すると考えられる現状資格を、表 8.1 に採り上げた各資格に対応させて評価し、以下に問題点を抽出する。

鉄骨構造設計技術者

対応する現状資格：1,2 級建築士資格

「1,2 級建築士資格」の問題点

- ・ 鉄骨構造に関して、規模・難易度によっては現行の建築士資格は技術・知識の必要条件を満足していない。
- ・ 鉄骨製作管理技術者

対応する現状資格：鉄骨製作管理技術者資格

「鉄骨製作管理技術者資格」の問題点

- ・ 資格の主旨と資格審査については基本的な問題点はないと考えられる。
- ・ 求められる知識の範囲が必要以上に広範である。例えば法規・申請・届出等に関して鉄骨製作上必要性が低いと思われる知識まで要求されている。
- ・ 工場の性能評価において基準充足資格者の一員として位置付けられるが、個々のプロジェクト遂行においてこの資格者の位置づけ、必要性を問われることが少ない。（取得メリットが少ない）

溶接管理技術者

対応する現状資格：溶接管理技術者 WES 資格、エンドタブ管理技術者資格

「溶接管理技術者 WES 資格」の問題点

- ・ 溶接に関する広範な知識を有する資格であり、建築鉄骨製作に限定した技術者資格としてみた場合、これを必須資格とすると、とりわけ特別級の場合は受験者に必要以上の知識を要求することとなり、負担が大きすぎる。
- ・ 以下のような建築鉄骨製作特有の知識を保有し、建築鉄骨の溶接実務の中で如何に運用できるかを問う必要がある。

高能率サブマージアーク溶接法やエレクトロスラグ溶接法の特徴と原理

T 継手の建築鉄骨溶接部特有の溶接とその品質管理、入熱・パス間温度管理、多様な鋼材種別に応じた溶接欠陥の補修方法、代替タブ溶接要領、検査要領、補修要領

- ・ 受験資格として学歴が優先されているが経験をより重視すべきである。

「エンドタブ管理技術者資格」の問題点

- ・ エンドタブという狭い範囲の資格であり、溶接管理技術者の資格としては不十分。
- ・ 鉄骨の溶接管理の実務におけるこの資格者の位置付け、運用が明確でない。
- ・ 資格の継続および更新についての規定がない。

品質検査技術者

対応する現状資格：建築鉄骨製品検査技術者資格、建築鉄骨超音波検査技術者資格、非破壊試験技術者資格、AWA 検査技術者資格

「建築鉄骨製品検査技術者資格」の問題点

- ・ 資格の主旨と資格審査については基本的な問題点はないと考えられる。
- ・ 工場の性能評価において基準充足資格者の一員として位置付けられるが、個々のプロジェクト遂行においてこの資格者の位置づけ、必要性を問われることが少ない（取得メリットが少ない）。

「建築鉄骨超音波検査技術者資格」、「非破壊試験技術者資格」の問題点

- ・ それぞれの資格の主旨については基本的な問題点はないと考えられるが、「建築鉄骨超音波検査技術者資格」の取得のための必要条件が「非破壊試験技術者資格」となっているため、資格取得・維持のための経済的・時間的負担が大きい。「非破壊試験技術者資格」を有していれば「建築鉄骨超音波検査技術者資格」取得時に一部試験免除等の優遇を与えられる、あるいは「非破壊試験技術者資格」がなくても「建築鉄骨超音波検査技術者資格」取得に挑戦できるような審査システムを検討すべきである。そのためにも、「非破壊試験技術者資格」のうち、「建築鉄骨超音波検査技術者資格」として必要な資質を明確にする必要がある。

「AWA 検査技術者資格」の問題点

- ・ 品質検査技術者に関する前記の 3 資格との関係が明確でない。
- ・ 鉄骨品質管理の実務におけるこの資格者の位置付け、運用が明確でない。

工作図管理責任者

対応する現状資格：1,2 級建築士資格、鉄骨製作管理技術者資格

- ・ この技術者に対する現状資格として「1,2 級建築士」を強いて対応させると 同様の理由により不適格である。「鉄骨製作管理技術者資格」が管理責任者資格として相応と考えられる。

溶接技能者

対応する現状資格：JIS 溶接技能者資格、AW 検定資格、エンドタブ溶接施工者資格、溶接作業指導者資格、スタッド溶接技術検定資格

「JIS 溶接技能者資格」、「AW 検定資格」の問題点

- ・ それぞれの資格の主旨については基本的な問題点はないと考えられるが、「AW 検定資格」の取得のための必要条件が「JIS 溶接技能者資格」となっているため、資格取得・維持のための経済的・時間的負担が大きい。「JIS 溶接技能者資格」を有していれば「AW 検定資格」取得時に一部試験免除等の優遇を与えられるが、「JIS 溶接技能者資格」がなくても「AW 検定資格」取得に挑戦できるような審査システムを検討すべきである。そのためにも、「JIS 溶接技能者資格」のうち、「AW 検定資格」として必要な資質を明確にする必要がある。（JIS は学科試験と実技試験、AW は実技試験のみ）
- ・ 「AW 検定資格」の有効期間は現場溶接資格が最長 2 年、工場溶接資格は J I S 資格と同じく 3 年で、資格維持のための経済的・時間的負担が大きいため有効期間の延長等の見直しをしてほしいという受験事業所からの要望が多い。

「エンドタブ溶接施工者資格」の問題点

- ・上記の溶接技能者資格との関係が明確でない。
 - ・鉄骨製作の実務におけるこの資格者の位置付け、運用が明確でない。
 - ・資格の継続および更新についての規定がない。
- 「溶接作業指導者資格」の問題点
- ・鉄骨製作の実務におけるこの資格の位置付け、必要性、運用が明確でない。

「スタッド溶接技術検定資格」

- ・資格の主旨と資格審査については基本的な問題点はないと考えられる。

鉄骨工事監理技術者

対応する現状資格：1,2 級建築士資格

「1,2 級建築士資格」の問題点

- ・鉄骨構造に関して、規模・難易度によっては現行の建築士資格は技術・知識の必要条件を満足していない。
- ・鉄骨工事施工管理技術者

対応する現状資格：鉄骨工事管理責任者資格、建築高力ボルト接合管理技術者資格、
溶融亜鉛めっき高力ボルト接合施工技術者資格

「鉄骨工事管理責任者資格」の問題点

- ・資格の主旨と資格審査については基本的な問題点はないと考えられるが、この資格の位置付け、必要性、運用が明確でない。

「建築高力ボルト接合管理技術者資格」の問題点

- ・単独資格としては範囲が限定的で、「鉄骨工事管理責任者」が習得すべき知識と重複する。
- ・資格更新審査が書類審査のみであり、新しい知識や知見に対する習得状況が反映されない。(資格の取りっぱなしになってしまう。)

「溶融亜鉛めっき高力ボルト接合施工技術者資格」の問題点

- ・単独資格としては範囲が限定的で、「鉄骨工事管理責任者」が習得すべき知識と重複する。

8.3 新資格制度の提案

8.3.1 技術者資格の提案

これまでの検討を踏まえ、建築鉄骨の品質確保を目的とした個々の技術者に対する理想的な資格制度を考えてみる。提案にあたり基本的な前提として、鉄骨製作の観点から建築鉄骨を下記のカテゴリーに分類する。

カテゴリー：フルスペック型；工作図、切断・加工・孔あけ、工場溶接、摩擦面処理、塗装、検査、現場工事を行い、完全溶込み突合せ溶接を伴うもの。このなかでさらに、主として溶接部に要求される性能に応じた鉄骨造のグレードとして S,A,B に分類する。

- ・建築基準法にない鋼材（SA440 材など）や極厚材の溶接を必要とするなど、A グレード鉄骨造に加えて特に高度な溶接管理が要求される鉄骨造建物。（S グレード鉄骨造）

- ・ 建築基準法に定められた鋼材を用いているが、力学的要求性能が高度であったり、形状が複雑であること等に起因して、製作管理上（不具合処理を含む）JASS 6 あるいは鉄骨工事技術指針等に規定される製作要領以外の独自の判断や技能が要求される鉄骨造建物。（A グレード鉄骨造）
- ・ 建築基準法に定められた鋼材を用い、JASS 6 や鉄骨工事技術指針等に規定される製作要領を遵守することにより、溶接部の所用の性能（強度、変形性能）が満足される鉄骨造建物。（B グレード鉄骨造）

カテゴリー：加工・ボルト接合型（完全溶込み突合せ溶接なし）；工作図、切断・加工・孔あけ、摩擦面処理、塗装、検査、現場工事を行い、機械接合および加工のみを対象とするもの（完全溶込み突合せ溶接を伴わない）

カテゴリー：特定仕様型；個別の社内規定に基づき、独自の規格の範囲内で工場製作を行い、特定の仕様のみに対応した工場（ハウスメーカー生産工場、鉄塔加工業など、独自の規格の範囲内で製品を生産するもの）

「カテゴリーおよび鉄骨造グレード」のイメージを表 8.4 に示す。

表 8.4 鉄骨造カテゴリーおよび鉄骨造グレードのイメージ（案）

鉄骨造カテゴリー				
フルスベック型 (全工程を要する鉄骨造建物を 3 グレードに分類して細分)			加工・ボルト 接合型	特定仕様型
S グレード	A グレード	B グレード		
建築基準法にない鋼材（SA440 材など）や極厚材の溶接を必要とするなど、A グレード鉄骨造に加えて特に高度な溶接管理が要求される鉄骨造。	A は B に加え、建築基準法に定められた鋼材を用いているが、力学的要求性能が高度であったり、形状が複雑である等に起因して、製作管理上（不具合処理を含む）JASS 6 あるいは鉄骨工事技術指針等に規定される製作要領以外の独自の判断や技能が要求される鉄骨造	建築基準法に定められた鋼材を用い、JASS 6 あるいは鉄骨工事技術指針等に規定される製作要領を遵守することにより、溶接部の所用の性能（強度、変形性能）が要求される鉄骨造	加工および機械接合のみを対象とした工場（完全溶込み突き合わせ溶接は行わない）	特定の仕様のみに対応した工場（ハウスメーカー生産工場、鉄塔加工業など、独自の規格の範囲内で製品を生産するもの）。

鉄骨構造設計・監理技術者

構造設計・監理の基本技量に加えて、特に鉄骨材料の特性、鉄骨製作の基本に習熟していることを必須とする新たな技術者「鉄骨構造設計技術者」の認定を行う。

資格ランクのイメージとしては、上述のフルスペック型の鉄骨造グレード S,A,B に対応させて S グレードおよび A グレードの設計が可能な資格を 1 級、B グレードを 2 級、それ以外については特に求めない（現状の 1 級建築士資格で可とする）こととし、1・2 級の 2 ランク程度を考える。要求する知識レベル、応用能力、経験については、例えば下記事項を含める。

- ・鉄骨製作に必要な不可欠な設計情報（設計図書の不備を回避）
- ・鉄骨製作に関わる基本知識（JASS6 程度あるいはそれ以上）・応用能力
- ・鉄骨躯体に接合したり貫通する仕上げ、設備関係の基本知識

現状では相応する資格がないため、過渡的には次のような対策が考えられる。

すなわち、鉄骨の設計および監理に関する技術・知識を高めるため、既存資格の活用を基本として一定の技術レベルを有する技術者を特定する。

- （１）既存の建築士資格の維持更新の過程で、義務付けられた講習会での講習テーマとして一定レベルの鉄骨構造の技術・知識を取り上げ、この受講者を基礎レベル（２級）の設計・監理技術者と位置付ける。
- （２）建築構造士、技術士等の他の資格を活用して、一定規模および難易度を超える鉄骨構造の設計・監理を行うことができる上級レベル（１級）の技術者を特定する。（例えば鉄骨構造設計・監理技術者一級＝建築構造士あるいは技術士）

表 8.5(a) 建築構造士の資格内容

資格内容	（社）日本建築構造技術者協会（JSCA）の認定する資格で、構造計画の立案から構造の設計図書までを統括し、構造に関する工事監理も行う。
資格取得の必須条件	1 級建築士で資格取得後、建築の構造設計および構造監理業務の実務経験 4 年以上
資格取得方法	一次試験：筆記試験 二次試験：面接

表 8.5(b) 技術士の資格内容

資格内容	科学技術庁の登録を受け、技術士の名称を用いて、科学技術の高度な専門応用能力を必要とする事項について、計画・研究・設計・分析・試験・評価、またはこれらに関する指導業務を行うもの
資格取得の必須条件	専門の科学技術に関する計画・研究・設計・分析・試験または評価などの 7 年以上の業務経験か、または技術士補として技術士を補助した経験が 4 年以上であること
資格取得方法	一次試験：筆記試験 二次試験：面接

鉄骨建物の確認申請時には、この有資格者による設計内容の第 3 者的チェックを義務付ける、等の制度化により設計レベルの向上を図ることが望ましい。

鉄骨製作管理技術者

- ・「鉄骨製作管理技術者資格」について、前述の問題点を改善し、同資格を充実させる。
- ・資格ランクのイメージとしては、前述のカテゴリーおよび鉄骨造グレードに対応させてカテゴリーのうち S グレードおよび A グレード鉄骨造の製作管理が可能な資格を 1 級、B グレードおよびカテゴリー 対応を 2 級とする 2 ランク程度を考える。

溶接管理技術者

- ・「溶接管理技術者 WES 資格」について、前述の問題点を改善し、同資格を充実させる。建築鉄骨製作特有の知識を備えた別資格を設けることも検討する。
- ・「エンドタブ管理技術者資格」は上記に吸収する。
- ・資格ランクのイメージとしては、前述のカテゴリー、フルスペック型鉄骨造グレード S,A,B に対応させて S グレード鉄骨造の溶接管理が可能な資格を S 級、A グレードの溶接管理が可能な資格を 1 級、B グレードを 2 級とする 3 ランク程度を考える。

品質検査技術者

- ・「建築鉄骨製品検査技術者資格」について、前述の問題点を改善し、同資格を充実させる。
- ・「建築鉄骨超音波検査技術者資格」、「非破壊試験技術者資格」の関係を整理し、建築鉄骨工事に必要な資格は、「建築鉄骨超音波検査技術者資格」に一本化する。
- ・資格ランクのイメージとしては、それぞれ 1 ランクのみ考える。
- ・「AWA 検査技術者資格」については品質検査技術者に関する上記資格との関係を整理し、この資格者の位置付け、運用を明確にする。

工作図管理責任者

- ・工作図管理責任者は、鉄骨製作管理技術者の職務の範囲であるので、この技術者資格を単独で設けないこととする。

溶接技能者

- ・「JIS 溶接技能者資格」、「AW 検定資格」の関係を整理し、建築鉄骨工事に必要な資格は、「AW 検定資格」に一本化する。
- ・「AW 検定資格」についての前述の問題点を改善し、同資格を充実させる。
- ・資格ランクのイメージとしては、前述のカテゴリー、フルスペック型鉄骨造グレード S,A,B に対応させて S グレードおよび A グレード鉄骨造の溶接施工が可能な資格を 1 級（現行 AW 工場資格 + 代替タブ資格程度）、B グレード対応を 2 級（現行 AW 工場資格程度）の 2 ランク程度を考える。
- ・「エンドタブ溶接施工者資格」は補助資格とするか、上記に吸収する。
- ・「溶接作業指導者資格」は、特に必要な公的資格としては扱わない。
- ・「スタッド溶接技術検定資格」については、独立した技能に対する資格であり、同資格を充実させる。

鉄骨工事監理技術者

前述の「鉄骨構造設計技術者」資格と一本化し、鉄骨工事設計監理技術者資格とする。

鉄骨工事施工管理技術者

- ・「鉄骨工事管理責任者資格」について前述の問題点を改善し、同資格を充実させる。

- ・「建築高力ボルト接合管理技術者資格」、「溶融亜鉛めっき高力ボルト接合施工技術者資格」については、「鉄骨工事管理責任者」の資格を充実させ、同資格に吸収するか、あるいは同資格を持っていれば不要とする。
- ・資格ランクのイメージとしては、前述のカテゴリーおよび鉄骨造グレードに対応させて
カテゴリーのうちSグレードおよびAグレード鉄骨造の製作管理が可能な資格を1級、Bグレードおよびカテゴリー 対応を2級とする2ランク程度を考える。

以上を整理すると、以下に示す表 8.6 のようになる。

表 8.6 現状の資格制度の整理・統合案

	現 状		新提案
	資格名称	実施機関	
鉄骨構造の設計監理に求められる資格	1,2 級建築士	国土交通大臣（1 級） 都道府県知事（2 級）	建築鉄骨の設計監理に適した技術者資格を新設。鉄骨製作の難易度によって 2 ランク程度とする。
鉄骨製作管理技術者に求められる資格	鉄骨製作管理技術者	鉄骨製作管理技術者登録機構（実施：全国鉄構工業協会、鉄骨建設業協会）	同左を改善する。鉄骨製作の難易度によって 2 ランク程度とする。
溶接管理技術者に求められる資格	溶接管理技術者 WES * 級	日本溶接協会	建築鉄骨に適した溶接管理技術者資格に統合。溶接の難易度によって 3 ランク程度とする。
	エンドタブ溶接管理技術者	日本エンドタブ協会	
品質検査技術者に求められる資格	建築鉄骨製品検査技術者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構（実施：全国鉄構工業協会、鉄骨建設業協会）	同左を充実
	建築鉄骨超音波検査技術者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構（実施：全国鉄構工業協会、鉄骨建設業協会）	建築鉄骨に適した超音波検査技術者資格に統合
	非破壊試験技術者	日本非破壊検査協会	
	AWA 検査技術者	AWA 認証機構	位置付けの明確化が必要
建築鉄骨溶接技能者に求められる資格	溶接技能者 JIS 資格	日本溶接協会	建築鉄骨に適した溶接技能者資格に統合。溶接の難易度によって 2 ランク程度とする。
	AW 検定資格	AW 検定協議会	
	エンドタブ溶接施工者資格	日本エンドタブ協会	需用者側からは求めない
	溶接作業指導者	日本溶接協会	
	スタッド溶接技術検定資格	スタッド協会	同左
鉄骨工事の現場施工に関わる技術者に求められる資格	鉄骨工事管理責任者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構	同左を充実。鉄骨製作の難易度によって 2 ランク程度とする。
	建築高力ボルト接合管理技術者	日本鋼構造協会 建築鉄骨品質管理機構	鉄骨工事管理責任者の資格を充実し、統合する
	溶融亜鉛めっき高力ボルト接合施工技術者	溶融亜鉛めっき高力ボルト技術協会	鉄骨工事管理責任者の資格を充実し、統合する

8.3.2 鉄骨製作工場の評価

以上、技術者個人の資格について述べてきたが、鉄骨製作は、製品の品質確保という点で各技術者および技能者の共同作業が非常に重要である。そこで、その共同作業を行う組織としての鉄骨製作工場の評価制度について検討する。なお、(1)、(2)は文献(8.2)から引用し、若干の補足を加えたものである。

(1) 鉄骨製作工場認定制度の経緯と現状^{8.3)}

鉄骨製作工場の認定制度は1979年に誕生し、1995年の阪神大震災、その後の建築基準法の改正を受けて、2001年に現在の「鉄骨製作工場の性能評価」に移行し運用されている。その目的は、文献(8.4)によると、「建築主が鉄骨工事を発注する際、その建物の規模、用途、構造およびそれを製作するのに必要とされる技術などに応じて、もっともふさわしい生産工場を適正に選択する目安を得ること、また、工場の技術水準に応じて、当該工事に当たって、要求品質を確保するために必要な指示事項の明確化をはかること」と「鉄骨生産工場にとっても、本基準に基づいて自社の技術能力を自ら評価し、自社の技術レベルを全国的視野にたって客観的に認識し、またこれにより、それぞれの工場に応じた無駄のない努力目標を与えること」であるとされている。

これら新旧の認定制度の主な相違点は、法的な根拠条文が、昭和56年建設省告示第1103号から、建築基準法施行規則第1条の3第1項の規定に適合するものであることを認めること（具体的には、確認申請の様式において、鉄骨詳細図の省略ができる）に変更されたこと、性能評価基準が一本化したこと、成果物である鉄骨品質に評価の重点を置き、工場の規模・生産能力の評価を止めたこと、評価委員の第三者性が高められた（設計事務所技術者から大学教員他への移行）こと、認定書・指定書にSグレード以外は「適用範囲」が明記されたこと、などである。

(2) 鉄骨製作工場認定制度の問題点

この工場認定制度が建築鉄骨の品質向上に果たした役割は大きく、旧工場認定制度が抱えていた問題点の改善をめざした新しい性能評価制度も、これまで以上の役割が期待されているが、以下の問題点も指摘できる。

・法的根拠と適用範囲に関する解釈

国土交通省は性能評価の法的根拠を、認定を受けたグレードに応じて、認定証に明記された範囲の構造詳細図のうち「鉄骨溶接工場において溶接された鉄骨の溶接部」に係る図書を省略できるとし、適用範囲を超えた溶接施工に対してなんら制約を与えるものではないとの立場をとっている。しかしながら、実務現場の技術者、各行政庁および民間確認検査機関では、適用範囲が正確に理解されておらず、適用範囲を超えた工事を請けることができないなどの誤解も一部に見られる。また、鋼種や板厚にとどまらず、溶接条件までを適用範囲として認定証に記載したことから、この認定制度がファブリケータ、発注者双方に「より厳しく」なったという印象を与えている可能性がある。

・審査項目

審査項目の削除は、工場認定の主軸を量から質へ移行させたものである。しかしその結果、設計者や施工者はファブリケータ選定に必要な情報がグレードだけでは得られにくくな

ってきた．すなわち、ファブリケータを選定する際の判断基準の一要素である生産能力指標が欠落している．また、認定される業務範囲は、溶接施工に関連して取り扱える鋼材種、板厚の制限として示されているが、溶接以外の製作技術レベルは表現されていない．一方、認定されるグレードと、その因子となる各種技術者資格の関連が明確でないという点も問題点として挙げることができる．

・審査方法

旧工場認定制度の審査では工場規模や生産設備等のハード面と、管理や技術等のソフト面それぞれにおいて、ある程度分類された区分中の細項目について点数をつけ、その点数を区分ごとに加算あるいは平均し、その点が各グレードに要求される基準点に達しているかどうかで評価する方法をとっていた^{8.4)}．したがって、ファブリケータによって、得意・不得意の項目の存在が許容されていた．それに対し新しい性能評価は、各グレードごとに決められた審査項目すべてに合格か不合格の判定を行い、すべて合格であることによって初めて認定される．これは評価員の第三者化に伴う措置と理解できるが、柔軟性を欠くとの批判がある．

(3) 新評価制度の提案

上記の問題点を改善すべく、鉄骨製作工場の新評価方法の提案を行う．提案にあたっては、次の点を考慮した．

- ・発注者・設計者にとって適切な鉄骨製作工場選定のためにガイドとなること．
- ・生産能力を示す「月当たり生産規模」と技術レベルを示す「カテゴリーおよび鉄骨造グレード（対応可能な業務範囲）」をマトリクス表示する．
- ・「カテゴリー」は、8.3.1 で示した分類による．
- ・「カテゴリーおよび鉄骨造グレード」と各種資格ランクを表 8.7 のように対応づける．

表 8.7 鉄骨造カテゴリーおよび鉄骨造グレードと各種資格ランクの対応付け（案）

各種資格 \ カテゴリー	鉄骨造カテゴリー				
	フルスペック型 (全工程を要する鉄骨造建物を3グレードに分類して細分)			加工・ボルト 接合型	特定仕様型
	Sグレード鉄骨	Aグレード鉄骨造	Bグレード鉄骨		
鉄骨製作管理技術者	1 級	1 級	2 級以上	2 級以上	2 級以上
溶接管理技術者	S 級	1 級以上	2 級以上	-	-
品質検査技術者					
溶接技能者	1 級	1 級	2 級以上	-	-

なお、鉄骨構造設計・監理技術者、鉄骨工事施工管理技術者も鉄骨造カテゴリーに見合う資格を下記のように対応させる．

鉄骨構造設計・監理技術者	1 級	1 級	2 級以上	建築士資格	建築士資格
鉄骨工事施工管理技術者	1 級	1 級	2 級以上	2 級以上	

上記による新評価方法を例示する．従来のように、ある工場に対してひとつのグレード表示がされるのではなく、当該工場の到達レベル、すなわち対応可能な規模および鉄骨造力カテゴリーに応じてマトリクス欄を埋める形で表示する（印の範囲が対応可能であることを示す）

例 1：A,B グレード鉄骨については月産 800t 程度の製作対応が可能で、S グレード鉄骨にも対応できるが、技術者人数等により S グレードについては月産 400 t 程度が限度となる．逆に加工・ボルト接合型であれば月産 1000t 以上の対応が可能な製作工場．

生産規模 \ カテゴリー	鉄骨造力カテゴリー				
	フルスペック型			加工・ボルト接合型	特定仕様型
	Sグレード対応	Aグレード対応	Bグレード対応		
大 (1000 t/月以上)					
中 (500～1000 t/月)					
小 (500 t/月未満)					

例 2：特定仕様型に主として対応し、月産 1000 t 以上の体制で、B グレード鉄骨、加工・ボルト接合型にも月産 300t 程度の対応が可能な製作工場．

生産規模 \ カテゴリー	鉄骨造力カテゴリー				
	フルスペック型			加工・ボルト接合型	特定仕様型
	Sグレード対応	Aグレード対応	Bグレード対応		
大 (1000 t/月以上)					
中 (500～1000 t/月)					
小 (500 t/月未満)					

例 3：S グレード鉄骨について月産 1000t 以上の対応が可能な大規模製作工場（例えば現状の S グレード製作工場）

生産規模 \ カテゴリー	鉄骨造力カテゴリー				
	フルスペック型			加工・ボルト接合型	特定仕様型
	Sグレード対応	Aグレード対応	Bグレード対応		
大 (1000 t/月以上)					
中 (500～1000 t/月)					
小 (500 t/月未満)					

鉄骨製作工場に対する評価方法は下記に基づいて行う．

- 1) 生産規模： 生産設備、生産実績、技術者・管理者および技能者の人数など
- 2) カテゴリーおよび鉄骨造グレード：
 - ・ 技術者、技能者資格のレベル（級）
 - ・ 製作実績（実際に製作したものの“出来”）
 - ・ 品質管理状況（たとえば中間検査における評価との連動）

8.3.3 その他

建築鉄骨溶接ロボット型式認証制度について

- ・ 制度発足からの時間経過が少ないこともあり、今回はこの資格については特に言及しなかった。また、溶接ロボットのオペレータに関する資格制度も出現しているが、普及に至っていないこともあり、今回は検討対象とはしなかった。今後も増加傾向にあると考えられる溶接ロボットの性能評価ならびにそのオペレータの技量についても今後検討が必要と考えられる。

非破壊検査事業者の技術種別認定制度について

- ・ 当該資格は現在見直し中であるので、検討対象からは一旦除外することとしたが、工事発注者側が、受け入れ検査時に委託する検査技術者を選定する際の判断基準として有効に活用されるべき認定制度であると考えられる。現状では工事発注者が直接検査業務を委託することが稀で、建築工事施工者の請負範囲に含まれることが問題であるが、見直し後の制度についてこの点も含めて改めて検討する必要がある。

8.4 まとめ

以上、鉄骨関連技術者および技能者の資格制度について現状の問題点等を分析し、新たな資格制度の基本的な考え方についての提案を行った。今後の実現に向けての検討課題は以下の通りである。

鉄骨造グレード区分の具体化

製作工場の評価軸に対応した各技術者・技能者資格のランクとその内容の具体化

資格審査内容の具体化

資格審査機関の調整

これらを具体的に検討するにあたっては、現状資格に関連する資格授与機関の意見吸収などを踏まえ、関係者の相互理解を得ながら進めて行く必要がある。

参考文献

- 8.1) 中島正愛他「鉄骨品質の基本問題 コスト意識の高揚なくして鋼構造に未来はありうるか」、鉄骨シンポジウム、2002年4月
- 8.2) 川口淳、桑原進、中島正愛「再考：建築鉄骨の品質確保 その1 品質問題の背景と鉄骨製作の現状と問題点」、鉄鋼技術、2004年1月
- 8.3) 藤本盛久：「新工場認定制度の発足」、鉄骨、Vol. 34、鉄骨建設業協会、2000年11月。
- 8.4) 全国鐵構工業連合会：鋼構造物製作工場認定制度 認定規定、認定基準、1997年4月。
- 8.5) 社団法人 本鉄鋼連盟：「鉄骨関連技術者・技能者資格の制度改革への提言」、2004年3月

9 . 結論

本研究の目的は、筆者が構造設計実務者として携わってきた種々の構造設計実務のなかから、設計に必要な情報を得るために行った実験的研究、解析的研究等の技術的成果を整理し、鋼構造建築物の構造性能を改善し向上させる具体的手段・方法を提示することである。

以下に、本論文の各章で得られた成果を要約する。

第2章では、2種類の履歴型鋼材ダンパーを対象とした実大実験から履歴特性とエネルギー吸収能力に関する保有性能についての定量的知見を得た。

せん断パネルをリンク材とするY型ブレースおよびせん断パネルを中央部断面に組み込んだ梁の実大実験および既往の単体実験から低降伏点鋼せん断パネルについて以下の事項を確認した。

- 1)既往の研究成果に基づいて、パネルの一般化幅厚比が1.5以下となるように設計した低降伏点鋼せん断パネルの変形・エネルギー吸収性能は、累積塑性変形倍率が800（正側と負側の累積塑性変形倍率でそれぞれ400）を上回る。梁中央に組み込んだ場合も、累積塑性変形倍率が1000を超えるまで亀裂は発生せず、亀裂の貫通後も安定した履歴特性を示すことを確認した。正負交番繰返し載荷によって座屈後のパネルの凹凸が反転する際に発生する耐力の低下は履歴を重ねるごとに顕著になるが、亀裂発生時点の耐力の低下量はその履歴での最大せん断力の1割程度である。
- 2)周辺フレームによってせん断パネルの軸方向変形が拘束されるため、せん断パネルの枠フランジに軸方向力（引張力）が作用し、またせん断パネルはせん断応力と引張応力の組み合わせ応力状態となるが、せん断変形角が高々 $1/20\text{rad}$ 程度の範囲では、せん断パネルの剛性・耐力に及ぼす軸方向変形拘束の影響は小さく、エネルギー吸収能力に関しても周辺部材からの拘束の影響は見られない。梁中央にせん断パネルを組み込んだ場合も同様である。
- 3)せん断パネルの幅厚比を40から50程度（一般化幅厚比1.5程度）とした場合、パネル座屈による耐力低下は小さく、設計モデルとしてはバイリニアの復元力特性で十分近似できる。また、耐力やエネルギー吸収能力の低下率からみると、性能保持限界をパネル部の亀裂発生点としておけば、エネルギー吸収能力に関して十分安全側の限界値とみなすことができる。
- 4)パネルの耐力上昇要因に関しては、パネルの一般化幅厚比が小さいほど耐力上昇が大きいことが既往の研究により示されている。それ以外にせん断パネルの耐力がパネルの耐力より大きくなる要因としては、枠フランジの影響が主であり、周辺フレームの拘束の影響は小さいことを示した。したがって、パネルの断面積に比べて枠フランジの断面積が大きい場合は、パネルを支持する周辺部材や接合部の設計にパネル耐力の上昇分を大きめに見込む必要がある。

次いで、既製形鋼で座屈拘束された軸ブレースタイプの履歴型鋼材ダンパーについて実大静的繰返し載荷実験を行い、以下の知見を得た。なおこのダンパーは、ダンパーの取替え作業性に特に配慮して新たに考案したものである。

- 1)全体座屈拘束条件式に偏心の影響を加味した設計式の妥当性が確認された。
- 2)芯材と座屈拘束材の接触面にグリースを塗布して摩擦係数を低減させることにより、圧縮降伏後の見かけの耐力上昇を抑えることができる。
- 3)単体実験、梁組み込み型実験とも安定した荷重 - 変形関係を示し、芯材破断に至るまでの変形能力は正負合計の累積塑性変形倍率で 800 程度である。芯材破断まで最大耐力の低下はほとんどなく、性能保持限界は芯材の破断で決まる。
- 4)梁に組み込んだ状態では、端部が剛接合となっていることに伴い軸ブレース端部に付加的な曲げ歪が生じるが、最大耐力および変形能力に及ぼす影響は小さい。
- 5)鋼板を切り出して製作する芯材の切断・加工方法に関して、塑性化範囲の切断面の加工精度に着目した場合、鋼板をガス切断した後切断面を研磨する機械加工によるものとプラズマ切断のままとした場合の比較を行ったが、両者の有意な差は認められなかった。経済性に勝るプラズマ切断のままで十分な性能を得ることができる。

第 3 章では、2 章の実大実験で履歴特性とエネルギー吸収能力を確認した 2 種類の履歴型鋼材ダンパーを適用した 2 つの高層建物の構造計画内容を示した。高さ約 100m の高層建物にはせん断パネルをリンク材とする K 型ブレースを、高さ約 200m の高層建物にはせん断パネルおよび座屈拘束ブレースを組み込んだ梁タイプのダンパーを用いて、耐震性能目標を満足させている。特に、高さ約 200m の建物は一次固有周期が約 5 秒であり、近い将来に発生すると予測されている南海トラフを震源とする巨大地震の際に発生する大阪地域の揺れの卓越周期成分にほぼ一致する。このような指摘を受けて、現在提案されているいくつかの長周期模擬地震動に対する上記建物の応答性状を検討した。この建物は 1999 年の設計であるが、長周期領域においても一定のパワーを有する模擬地震動を設計用に用いており、また大地震に対する主架構の損傷を抑制する目的で履歴型鋼材ダンパーを設置していた。その結果、今回検討に用いたいくつかの長周期模擬地震動に対しても過大な応答は励起されず、当該建物が保有する耐震性能は高いことを確認した。

第 4 章では、ラーメン構造に比べて確実に耐震性能が向上する制振構造を発展・普及させることを目的として、現状では建築確認の手続き上の理由により採用が敬遠されている中低層建物への適用可能性を具体的に検討した。

学校・病院・物流倉庫を想定した 3 ～ 5 階建の 4 種類の鋼構造建物を対象とした動的応答解析による検討・考察の結果、以下の知見が得られた。

- 1)対象とした 4 ケースすべてにおいて、履歴型ダンパーを用いることにより、鋼材重量増を伴うことなく応答変形や主体構造の塑性変形（損傷）を低減し、耐震性能を大幅に向上させることができる。
- 2)制振構造の構造コストについては、ダンパーのコストに依存するところがあるが、今後、

ダンパー使用量の増大に伴うコストダウンが期待できることを併せて考えると、「同等の耐震性能を安価に実現できる」あるいは、「同等の構造コストに対して高い耐震性能を付与できる」ことが十分可能となる。

- 3) 5階建て病院の例については、第一層にダンパーを集中配置する案も検討した。変形集中層となる第一層の仕上げ材等の変形追随性能が課題となるが、高強度鋼材の採用等によりこのような形式の構造も実現可能性があると見える。
- 4) 履歴型ダンパー付架構において、ダンパーのエネルギー吸収が最も大きくなる適正な分担率は剛性比 k だけで判定でき、適正な範囲の概略の目安は架構の設計耐力の10%程度から opt の範囲にあるという既往の知見は、ここでの試設計骨組においても成立する。

第5章では、多様な強度レベルの鋼材を適切に組み合わせるダンパーの剛性比・せん断力分担率を調整し、ダンパ - 効率をより高めた構造計画を行う際に“エネルギー - 吸収を効率よく、かつ確実に行う手法”として次の手法の有効性ならびに実用性を示した。

- 1) ダンパ - 効率を高めるためにダンパ - の剛性比を高く設定し、かつ柱梁耐力比を1.1程度とした制振架構では柱降伏が生じて特定層への損傷集中が起こり得る。その対策のひとつとして架構のメカニズム時にも降伏しない弾性限強度を有する「心棒」(秋山の提唱する配力柱)を組み込むことが有効である。地上の各階にダンパーを分散配置する場合、心棒配置が可能な場合は、コストダウンの可能性もある。
- 2) 大きなエネルギー - 吸収能力を有する構造要素を第一層に集中的に配置して積極的に損傷集中層とした高層建築の設計例を示し、耐震性能を向上させる手法のひとつとして有効であることを示した。平面計画上地上階にダンパーをバランスよく配置することが困難で、地下階を鉄骨造とすることができるといった場合に有効な構造計画となり得る。

第6章では、特殊な設計条件に対して鋼構造の特徴を活かした事例として、ほかに例がない大きな残留沈下が予測される大規模な若齢埋立地盤に建設された長大な建築物を対象とし、耐震設計その他克服すべき技術課題と解決策を示すとともに、当該敷地で観測された1995年兵庫県南部地震の強震記録の分析を行った。得られた知見は次のとおりである。

- 1) 大きな残留沈下量が予想される若齢埋立地盤で建設される建築物の設計にあたっては、避けられない不同沈下を見込んでおく必要があり、その対策としてジャッキアップシステムならびにそれを支援するための不同沈下計測システムが有効であることを実証した。ジャッキアップ修正の頻度を少なくするためにも、構造物は変形追随性に富む鋼構造が適している。
- 2) 大スパン屋根トラスの自由振動実験を行い、水平および鉛直方向の卓越振動数について計算値を確認した。自由振動実験法の一つである人力加振では、砂袋を用いた引張切断法による鉛直方向卓越振動数と同様の結果が得られ、かつ水平方向卓越振動数も得られた。人力加振は、この種の架構の基本的な振動性状を把握するのに簡便かつ有効な方法

の一つである。

- 3)本建物は全長が約 1700m と長大で、温度変化等による伸縮を考慮して約 150m 毎を目安としてエキスパンションジョイントを設けている。このうち、本館の中央部分に設けたエキスパンションジョイントは、その両側の架構の構造形式が同じで、地震時の振動性状にほとんど差がないと判断し、ジョイント部の間隔を小さくして仕上げ材等のディテールを簡素化する目的で、粘性ダンパーを組み込んでいる。耐震設計を検証する目的で設置した地震観測システムにより 1995 年兵庫県南部地震の強震記録を観測することができ、平面的に複数箇所を得られた記録波から各位置の変位履歴を比較することにより、「地震時の相対変位を小さくする」という設計で意図した粘性ダンパーの効果が確認できた。

第 7 章では、既存の鋼構造建築物のうち、柱梁接合部の溶接部に大きな不合格欠陥が検出された山形ラーメン架構に対する耐震補強対策を通じて次の知見を得た。

- 1)柱梁接合部に方杖を設置する補強方法を適用する際に、柱梁接合部の曲げモーメントを減少させることを目的としてプレロード載荷（方杖に初期圧縮軸力を導入）を併用する方法を新たに考案した。固定荷重による梁端部モーメントをキャンセルするプレロードを載荷することにより、溶接接合部の存在応力が低減され、構造安全性を大幅に向上させることが可能である。
- 2)方杖の設置に際して現場溶接を用いない高力ボルト接合工法を採用することで、学期中の工事を安全かつ迅速に行うことが可能である。

第 8 章では、製作・施工段階における品質確保のための取り組みの一端として、鉄骨関連技術者および技能者の現状の資格制度（要求業務範囲、資格取得条件、取得者の義務・責任など）について調査し、具体的な問題点を抽出し、それらの解決策あるいは考えられる新たな資格制度について考察した。新たな資格制度の基本的な考え方はつぎのとおりである。

- 1)鉄骨製作上の難易度、溶接の有無など製作プロセスの違いにより対象とする鉄骨造建築物をいくつかのカテゴリーに分類する。
- 2)各資格に求める内容ならびに一級、二級等の資格内のグレードを上記カテゴリーに対応付けて整理する。これによって現状資格に一部見られる資格の重複をなくす。

ただし、今後の実現に向けては、現状資格に関連する資格授与機関の意見吸収などを踏まえ、関係者の相互理解を得ながら進めて行く必要がある。

以上、筆者が構造設計実務者として携わってきた種々の構造設計実務のなかから、鋼構造建築物の構造性能を改善し向上させる方法や考え方的一端を提示した。これらを活用し、さらに応用・発展させて、社会や建築主が求める良質な建築物、すなわち優れた機能性・表現性・安全性・生産性などの諸性能を有する建築物を作り出すことに寄与する義務があると考えている。

著者の発表した論文

1. 本論文に関係する発表論文

・ 審査付論文

- 1) Kenzo Taga, Naoki Uchida, Philip Dilley, John Batchelor ; Kansai International Airport Passenger Terminal, Proceedings of Structures Congress XIII, April2-5 ,1995, pp1482 ~ 1497
- 2) 多賀謙蔵、内田直樹、ジョン・バチェラ ; 埋立地盤上の長大建築物の構造設計 (その 1 . 耐震設計と強震記録) , 日本建築学会技術報告集 第 2 号、1996 年 3 月、pp75 ~ 80
- 3) 多賀謙蔵、小林正則、近藤実、吉田晴彦、伊藤敦、山際将司、奥野哲也 ; 履歴型鋼材ダンパーを用いた 200m クラスの超高層建物の性能設計、日本建築学会技術報告集 第 12 号、2001 年 1 月、pp93 ~ 98
- 4) 多賀 謙蔵、小松 慎二、井上 一郎 ; 不合格欠陥が検出された山形ラーメン柱梁溶接接合部のプレロード方杖補強、日本港構造協会鋼構造論文集 vol.13、No. 52、2006 年 12 月、PP57 ~ 64

・ 口頭発表論文など

- 5) 多賀謙蔵、内田直樹、上原逸、佐々木洋、荒尾和史、棚橋秀光、及川研、角南進 ; 関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理 (その 1 . 構造計画と不同沈下対策の概要) , 日本建築学会大会学術講演梗概集、1993 年 9 月、pp1815 ~
- 6) 吉福司、角南進、神田勝己、多賀謙蔵、上原逸、山辺秀夫、及川研、有岡真一 ; 関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理 (その 2 . 沈下進行中の地盤における施工基準面の設定と沈下管理) , 日本建築学会大会学術講演梗概集、1993 年 9 月、pp1817 ~
- 7) 山辺秀夫、小林由事、上原逸、田淵博昭、鈴木慎也、有岡真一、多賀謙蔵 ; 関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理 (その 3 . 本館の鉄鉱石置換工事による不同沈下低減対策) , 日本建築学会大会学術講演梗概集、1993 年 9 月、pp1819 ~
- 8) 有岡真一、多賀謙蔵、神田勝己、吉福司、上原逸、寺田邦雄、鈴木慎也、平井芳雄 ; 関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理 (その 4 . 南ウィングのプレロード工法による不同沈下低減対策) , 日本建築学会大会学術講演梗概集、1993 年 9 月、pp1821 ~
- 9) John Batchelor、上原逸、荒尾和史、Philip Dilley、内田直樹、佐々木洋、多賀謙蔵 ; 関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理 (その 5 . 屋根架構の構造設計概要) , 日本建築学会大会学術講演梗概集、1994 年 9 月、pp1285 ~
- 10) 有岡真一、上原逸、佐々木洋、多賀謙蔵、山辺秀夫 ; 関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理 (その 6 . 沈下進行中の地盤における屋根架構の施工) , 日本建築学会大会学術講演梗概集、1994 年 9 月、pp1287 ~

- 11) 山辺秀夫、上原逸、佐々木洋、多賀謙蔵、田淵博昭、金井文明；関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理（その 7．工事中の不同沈下修正の実施）日本建築学会大会学術講演梗概集、1994 年 9 月、pp1289～
- 12) 多賀謙蔵、上原逸、荒尾和史、内田直樹、佐々木洋、山辺秀夫、金井文明；関西国際空港旅客ターミナルビルの構造設計と沈下管理（その 8．竣工後の不同沈下管理システムの構築）日本建築学会大会学術講演梗概集、1994 年 9 月、pp1291～
- 13) 青木和雄、福山國夫、奥本英史、多賀謙蔵；変断面を有する低降伏点鋼アンボンドプレースの性能確認実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、1998 年 9 月、pp851～
- 14) 青木和雄、福山國夫、奥本英史、鶴飼邦夫、多賀謙蔵；変断面アンボンドプレースを用いた超高層建築の設計例、日本鋼構造協会年次論文報告集第 6 巻
- 15) 多賀謙蔵、近藤実、奥野哲也、井上一郎；偏心圧縮力を受ける軸力材の座屈拘束設計に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月、pp849～
- 16) 近藤実、益尾潔、窪田憲夫、杉本敏和、小林洋一郎、多賀謙蔵、杉谷博、伊藤敦；低降伏点鋼を用いた薄鋼板せん断パネルの復元力特性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年 9 月、pp781～
- 17) 山際将司、小林正則、吉田晴彦、多賀謙蔵、近藤実、中西規夫、奥野哲也、井上一郎、立山英二；梁部材組み込み形式履歴型鋼材ダンパーの実大静的繰り返し実験（その 1．せん断降伏型パネルを組み込んだ梁の実験計画）日本建築学会大会学術講演梗概集、2000 年 9 月、pp953～
- 18) 近藤実、小林正則、吉田晴彦、山際将司、多賀謙蔵、中西規夫、奥野哲也、井上一郎、立山英二；梁部材組み込み形式履歴型鋼材ダンパーの実大静的繰り返し実験（その 2．せん断降伏型パネルを組み込んだ梁の実験結果）日本建築学会大会学術講演梗概集、2000 年 9 月、pp955～
- 19) 陶器浩一、小松慎二、小阪淳也、多賀謙蔵、時野谷浩良、鈴井康正、高橋泰彦；せん断降伏型履歴ダンパーの高層建築への適用事例（その 1．建物及び実大架構を用いた性能確認実験の概要）日本建築学会大会学術講演梗概集、2000 年 9 月、pp961～
- 20) 時野谷浩良、小松慎二、小阪淳也、陶器浩一、多賀謙蔵、鈴井康正、高橋泰彦；せん断降伏型履歴ダンパーの高層建築への適用事例（その 2．実験結果と考察）日本建築学会大会学術講演梗概集、2000 年 9 月、pp963～
- 21) 多賀謙蔵、小林正則、吉田晴彦、山際将司、近藤実、中西規夫、奥野哲也、井上一郎、立山英二；梁部材組み込み形式履歴型鋼材ダンパーの実大静的繰り返し実験（その 3．座屈拘束プレースを組み込んだ梁の実験計画）日本建築学会大会学術講演梗概集、2000 年 9 月、pp957～
- 22) 奥野哲也、小林正則、吉田晴彦、山際将司、多賀謙蔵、近藤実、中西規夫、井上一郎、立山英二；梁部材組み込み形式履歴型鋼材ダンパーの実大静的繰り返し実験（その 4．座屈拘束プレースを組み込んだ梁の実験結果）日本建築学会大会学術講演梗概集、2000 年 9 月、pp959～
- 23) 伊藤敦、小林正則、吉田晴彦、山際将司、多賀謙蔵、近藤実、谷池義人；履歴型鋼材ダ

ンパーを有する高さ 195mの高層建物の風洞実験と耐風設計、第 16 回 風工学シンポジウム、2000 年 12 月、pp423 ~

- 24) 近藤実、多賀謙蔵、立山英二、井上一郎；鋼材座屈拘束ブレースの摩擦低減に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001 年 9 月、pp621 ~
- 25) 多賀謙蔵、加登美喜子、徳田幸弘、鶴田潤、和田章；ダンパー効率を高めたパッシブ制震構造における構造計画上の留意点と実用性、パッシブ制振構造シンポジウム 2004、2004.11、pp105 ~

2. その他の発表論文

- 1) 多賀謙蔵、川村政美、内田直樹、花島晃；交通振動による地盤及び建家の微小振動測定とシュミレーション解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 61 年 8 月、pp21 ~
- 2) 多賀謙蔵、川村政美、内田直樹、花島晃；交通振動による地盤及び建家の微小振動測定とシュミレーション解析（その 2 - 実施設計への適用と妥当性の検討）日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 62 年 10 月、pp55 ~
- 3) 内田直樹、多賀謙蔵、島口正三郎、金子正孝、安井譲；SRC 造 23 階建高層建築物の振動実験（その 1．実験概要）日本建築学会大会学術講演梗概集、1989 年 10 月、pp369 ~
- 4) 多賀謙蔵、内田直樹、島口正三郎、金子正孝、此上典文；SRC 造 23 階建高層建築物の振動実験（その 2．実験結果）日本建築学会大会学術講演梗概集、1989 年 10 月、pp371 ~
- 5) 聲高裕治、井上一郎、多賀謙蔵、中塚力、横山満；鋼構造ラーメン架構の損傷制限設計手法に関する一考察（その 1．簡便な復元力モデルの設定）日本建築学会大会学術講演梗概集、1997 年 9 月、pp669 ~
- 6) 中塚力、井上一郎、聲高裕治、多賀謙蔵、横山満；鋼構造ラーメン架構の損傷制限設計手法に関する一考察（その 2．動的応答解析による復元力モデルの比較・検討）日本建築学会大会学術講演梗概集、1997 年 9 月、pp671 ~
- 7) 横山満、井上一郎、鵜飼邦夫、多賀謙蔵、阿波野昌幸、中塚力；鋼構造ラーメン架構の損傷制限設計手法に関する一考察（その 3．損傷制限の考え方と設計手法の提案）日本建築学会大会学術講演梗概集、1997 年 9 月、pp673 ~
- 8) 谷口英武、内田直樹、原克巳、多賀謙蔵、山辺秀夫、杉本浩一、関根誠司；改良型スカラップ工法を用いた円形鋼管柱・H 形梁接合部の動的載荷実験（その 1．実験計画および材料特性）日本建築学会大会学術講演梗概集、1997 年 9 月、pp399 ~
- 9) 多賀謙蔵、内田直樹、原克巳、山辺秀夫、谷口英武、杉本浩一、関根誠司；改良型スカラップ工法を用いた円形鋼管柱・H 形梁接合部の動的載荷実験（その 1．実験結果）日本建築学会大会学術講演梗概集、1997 年 9 月、pp401 ~
- 10) 二宮利治、佐々木洋、村本和博、原克巳、多賀謙蔵、田代靖彦、山本健二；新交通システム軌道下居室の防振床による居住性改善の試み（その 1．現状架構の振動性状の把握）日本建築学会大会学術講演梗概集、1998 年 9 月、pp281 ~

- 11) 田代靖彦、佐々木洋、村本和博、原克巳、多賀謙蔵、二宮利治、山本健二；新交通システム軌道下居室の防振床による居住性改善の試み（その２．防振床による防振対策とその成果）日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年9月、pp283～
- 12) 多賀謙蔵、園井啓士郎、松本幹治、秋野矩之；上町台地における大深度地下掘削工事による沈下・変状解析と実測結果（その１．工事概要と沈下・変状・応力計測）日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年9月、pp823～
- 13) 福井茂和、藤井孝晏、秋野矩之、多賀謙蔵、園井啓士郎；上町台地における大深度地下掘削工事による沈下・変状解析と実測結果（その２．変状解析と実測）日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年9月、pp825～
- 14) 秋野矩之、山辺秀夫、多賀謙蔵、加藤卓彦；上町台地における大深度地下掘削工事による沈下・変状解析と実測結果（その３．沈下解析と実測）日本建築学会大会学術講演梗概集、1998年9月、pp827～
- 15) 青木和雄、多賀謙蔵、福山國夫、奥本英史、高橋良典；妻面に長大スパン梁を有するオフィスビルの床振動解析と振動実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、2000年9月、pp329～
- 16) 陶器浩一、一ノ瀬博明、奥岳史、若井敬之、河合孝夫、小松慎二、多賀謙蔵；粘弾性ダンパーにより床制振を図ったロングスパン梁の加振試験（その１ 建物概要および応答予測）日本建築学会大会学術講演梗概集、2002年8月、pp723～
- 17) 小松慎二、一ノ瀬博明、奥岳史、若井敬之、河合孝夫、陶器浩一、多賀謙蔵；粘弾性ダンパーにより床制振を図ったロングスパン梁の加振試験（その２ 加振試験による制振効果の確認）日本建築学会大会学術講演梗概集、2002年8月、pp725～
- 18) 福田浩司、内田直樹、多賀謙蔵、高田啓一、金子悦三、北岡聡；厚肉ウェブ H 形鋼の利用技術開発（その１ S 造建物の試設計と柱梁接合部の実大実験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2002年8月、pp 733～
- 19) 川畑友弥、有持和茂、橋田知幸、沼田俊之、甲津功夫、多田元英、桑原進、多賀謙蔵；1000N 級鋼 (950N/mm² 鋼) の建築構造物への適用性について（その１）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2005年9月、pp97～
- 20) 沼田俊之、橋田知幸、川畑友弥、有持和茂、甲津功夫、多田元英、桑原進、多賀謙蔵；1000N 級鋼 (950N/mm² 鋼) の建築構造物への適用性について（その２）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2005年9月、pp99～
- 21) 多賀謙蔵、張シシュン、貝谷淳一、白髪誠一、椿英顕、北條稔郎、永谷芳郎、井上一郎；方杖ダンパー接合構造の設計例（その１ 塑性設計法による初期断面算定手順）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006年9月、pp 751～
- 22) 貝谷淳一、張シシュン、白髪誠一、椿英顕、多賀謙蔵、北條稔郎、永谷芳郎、井上一郎；方杖ダンパー接合構造の設計例（その２ 8 階建て事務所建築の設計例）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006年9月、pp 753～
- 23) 張シシュン、貝谷淳一、白髪誠一、椿英顕、多賀謙蔵、北條稔郎、永谷芳郎、井上一郎；方杖ダンパー接合構造の設計例（その３ 4 階建て工場建築の設計例）、日本建築学会大会学

術講演梗概集、2006 年 9 月、pp 755 ~

- 24) 寺島雄一郎、百野泰樹、多賀謙蔵、井上一郎；方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状（その 1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006 年 9 月、pp 747 ~、
- 25) 百野泰樹、寺島雄一郎、多賀謙蔵、井上一郎；方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006 年 9 月、pp 749 ~
- 26) 川畑友弥、有持和茂、一戸康生、福田多一郎、橋田知幸、沼田俊之、甲津功夫、多田元英、桑原進、多賀謙蔵；1000N 級鋼（950N/mm² 鋼）の建築構造物への適用性について：（その 3 新 GMAW 溶接材料における溶接施工条件）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2006 年 9 月、pp 1007 ~
- 27) 寺島雄一郎、百野泰樹、多賀謙蔵、井上一郎；方杖ダンパー接合構造を適用した高層骨組の地震応答性状、日本港構造協会鋼構造論文集 vol.14、No. 55、2007 年 9 月、pp73 ~

謝辞

本論文をまとめるにあたり、京都大学教授 井上一朗博士より終始懇切なご指導を賜りました。先生から長年に亘りいただいたご指導と助言により本研究をまとめることができました。ここに心より感謝の意を表します。また、論文審査を通じて貴重なご意見を頂きました京都大学教授 渡邊史夫博士、上谷宏二博士に謹んでお礼申し上げます。

恩師である大阪大学名誉教授 五十嵐定義博士には設計実務と研究の両立のきっかけとなった関西国際空港プロジェクトにおいて、多大なご助言と励ましをいただきました。謹んで厚く御礼申し上げます。

東京工業大学教授 和田章博士には、常に謙虚な気持ちで自然現象に取り組むべきことを折に触れご教示いただいたほか、制振構造に関して貴重なご助言を数多くいただきました。謹んで厚く御礼申し上げます。

元近畿大学教授 立山英二博士には、第2章の骨子となる履歴型鋼材ダンパーの実大実験の計画ならびに実施にあたって多大なご指導、ご支援をいただきました。謹んで厚く御礼申し上げます。

元日建設計専務取締役 青柳司博士には、日建設計入社以来構造設計についてご指導いただき、本研究をまとめるに当たっては折に触れ励ましをいただきました。また、元日建設計構造設備事務所長 内田直樹博士には、本研究に関わる多くのプロジェクトにおいてご指導ならびに適切なご助言をいただきました。謹んで感謝申し上げます。

本研究は私が携わったいくつかの実プロジェクトの設計、日本鋼構造協会の小委員会活動ならびに日本鉄鋼連盟の委員会活動を通じて行った研究成果をまとめたものであります。これらの機会を与えてくださった建築主はじめ関係各位および、共に活動してくださった関係各位に深く感謝いたします。また、井上研究室の松山智子様には、学位申請手続きに際して多くのご助力をいただきました。深く感謝いたします。

最後に、本研究の機会を与えてくださった日建設計、ならびに筆者を叱咤激励し、育ててくださった日建設計構造設計部門の諸先輩ならびにお世話になった同僚・後輩の皆様に深く感謝いたします。